



**JOÃO MIGUEL
FERREIRA DIAS**

**PROJETOS DE ESTRUTURAS DE BETÃO ARMADO:
ÓRGÃOS DE ETAR E DIMENSIONAMENTO DE
PONTE.**



**JOÃO MIGUEL
FERREIRA DIAS**

**PROJETOS DE ESTRUTURAS DE BETÃO ARMADO:
ÓRGÃOS DE ETAR E DIMENSIONAMENTO DE
PONTE.**

Relatório de estágio apresentado à Universidade de Aveiro para cumprimento dos requisitos necessários à obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil, realizado na firma Ferreira Lapa Lda. sob a supervisão como patrono e também sob orientação científica, do Engenheiro José Lapa, Professor Auxiliar do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro.

O júri

Presidente

Prof.^a Doutora Ana Luísa Pinheiro Lomelino Velosa
Professora Associada com agregação na Universidade de Aveiro

Prof.^o Doutor Hugo Filipe Pinheiro Rodrigues
Professor Adjunto no Instituto Politécnico de Leiria

Prof.^o José Alberto Marques Lapa
Professor Auxiliar Convidado da Universidade de Aveiro

agradecimentos

Expresso aqui uma palavra de agradecimento a todos aqueles que contribuíram, de forma direta ou indireta, para a realização deste trabalho em particular:

Ao Professor José Lapa, pela disponibilidade e conhecimento transmitido aquando a realização deste estágio curricular.

Ao António Figueiredo, pelo acompanhamento prestado em todos os trabalhos levados a cabo pela equipa projetista e pela perícia da arte de bem executar transmitida em diversas áreas de engenharia.

Ao Jorge Catarino e Sara Ferreira, membros integrantes da equipa projetista que sempre mostraram disponibilidade para ajudar em tudo e por fomentar um clima de boa disposição no ambiente de trabalho.

Aos meus colegas de curso, pelos bons momentos de amizade e companheirismo que vivi com eles no decorrer destes anos.

A todos os Professores que acompanharam o meu percurso e me permitiram ter as bases requeridas para chegar até aqui, em especial aos professores da Universidade de Aveiro pela sabedoria, disponibilidade e transmissão do conhecimento.

À minha família, por tornarem este acontecimento possível, apoiando-me em todos os passos do caminho percorrido ajudando à minha formação enquanto ser humano e profissional.

palavras-chave

ETAR, Eurocódigo, RSA, estruturas, dimensionamento, armaduras principais, modelação, ponte, elementos estruturais

resumo

O presente relatório enquadra-se no trabalho final de Mestrado em Engenharia Civil da Universidade de Aveiro. Para tal, foi realizado um estágio curricular com duração de 6 meses no gabinete de projetos da empresa Ferreira Lapa, Lda em Aveiro.

Durante o tempo de estágio o estagiário participou essencialmente no acompanhamento e desenvolvimento do estudo prévio de concepção para concurso público de uma ETAR e estudo prévio de uma solução de ponte na parte de dimensionamento de armaduras principais.

O conteúdo de aprendizagem inclui o conhecimento da legislação aplicável à análise estrutural, a aprendizagem de software de cálculo, especialmente o SAP2000, para análise do comportamento da estrutura às solicitações, verificação e análise dos resultados obtidos.

keywords

WWTP, Eurocode, RSA, design, rebars, modelling, bridge, structural elements

abstract

The presented report is part of the final work of Master Degree in Civil Engineering at University of Aveiro. To this end, it is performed a traineeship lasting 6 months at civil engineering design office, Ferreira Lapa, Lda in Aveiro.

During this time the intern participated essentially in monitoring and developing the initial phase of project for public tender of a WWTP and developing a solution for a bridge by scaling rebars.

The learning content includes the knowledge acquired from legislation regarding structural analyses, modelling software, specially SAP2000, for analyses of structural behaviour with the loads applied, verifications and analyses of results obtained.

ÍNDICE

ÍNDICE.....	ix
ÍNDICE DE FIGURAS	xiii
ÍNDICE DE TABELAS	xvii
NOTAÇÃO.....	xix
1 INTRODUÇÃO, OBJETIVOS, METODOLOGIA E CALENDARIZAÇÃO	3
1.1 Motivação	4
1.2 Objetivos e metodologia	5
1.3 Organização do relatório	5
1.4 Software utilizado.....	5
1.5 Ações e combinação de ações	6
2 ETAR DE MONTEMOR-O-NOVO, CONCURSO PÚBLICO.....	11
2.1 Enquadramento de trabalhos no projeto	11
2.2 Processos de tratamento.....	12
2.3 Enquadramento legal do concurso.....	13
2.4 Implantação da ETAR	13
2.5 Órgãos em projeto em fase de estudo prévio.....	14
2.5.1 Edifício dos compressores	14
2.5.1.1 Materiais utilizados	17
2.5.1.2 Modelação	17
2.5.1.3 Resultados	19
2.5.2 Espessador gravítico	21
2.5.2.1 Materiais utilizados	22
2.5.2.2 Modelação	23
2.5.2.3 Resultados	26
2.5.3 Decantador secundário	27
2.5.3.1 Materiais utilizados	28
2.5.3.2 Modelação	28
2.5.3.3 Resultados	29
2.5.4 Edifício de exploração	31
2.5.4.1 Materiais utilizados	33
2.5.4.2 Modelação	33

2.5.4.3	Resultados.....	34
2.5.5	Edifício de desidratação de lamas	36
2.5.5.1	Materiais utilizados.....	38
2.5.5.2	Modelação.....	38
2.5.5.3	Resultados.....	39
2.5.6	Edifício da obra de entrada.....	41
2.5.6.1	Materiais utilizados.....	43
2.5.6.2	Modelação.....	43
2.5.6.3	Resultados.....	44
3	DIMENSIONAMENTO DE ARMADURAS EM PONTE DE BETÃO ARMADO.....	49
3.1	Conceito de ponte como obra de arte	49
3.1.1	Definição	49
3.1.2	Processo evolutivo.....	49
3.1.3	Componentes estruturais	50
3.1.4	Escolha de materiais e tipologia estrutural.....	51
3.2	Aplicação.....	51
3.2.1	Enquadramento de trabalhos	52
3.2.2	Localização e solução arquitectónica	53
3.2.3	Solução estrutural adotada.....	54
3.2.4	Materiais utilizados	54
3.2.5	Ações e combinações de ações.....	54
3.2.6	Modelação da ponte em SAP2000	55
3.3	Resultados da análise estrutural para estados limite último. Dimensionamento de armaduras principais.....	56
3.3.1	Vigas-parede.....	56
3.3.2	Pilares	59
3.3.3	Travessas	63
3.3.4	Tabuleiro	65
3.3.5	Disposições construtivas	68
3.4	Resultados da análise estrutural para estados limites de serviço. Verificação da deformação e fendilhação e análise de tensões nas secções.....	70
3.4.1	Travessas	70
3.4.2	Pilares	73
3.4.3	Viga-parede	74

3.4.4	Tabuleiro	76
3.5	Conclusões e análises críticas dos resultados	78
3.6	Esquemas construtivos	78
3.6.1	Pilares.....	78
3.6.2	Travessas.....	80
3.6.3	Ligações Travessa-pilar	80
3.6.4	Viga-parede.....	81
3.6.5	Tabuleiro	82
BIBLIOGRAFIA		87
A.1 – DESENHOS EXECUTADOS – ETAR DE MONTEMOR-O-NOVO: EDIFÍCIO DE COMPRESSORES		90
A.1.1 – IMPLANTAÇÃO ESTRUTURAL DAS FUNDAÇÕES		90
A.1.2 – IMPLANTAÇÃO DOS PILARES		90
A.1.3 – VIGAMENTO DO NÍVEL 1.....		91
A.1.4 – CORTES DESENHADOS.....		91
A.1.5 – REPRESENTAÇÃO DAS ARMADURAS NAS LAJES.....		92
A.1.6 – REPRESENTAÇÃO DAS ARMADURAS NAS VIGAS		93
A.1.7 – REPRESENTAÇÃO DE ARMADURAS NAS SAPATAS		94
A.1.8 – REPRESENTAÇÃO DOS ELEMENTOS E LIGAÇÕES METÁLICAS		95
A.1.9 – OUTRAS CONSIDERAÇÕES DE DESENHO		96
A.1.10 – OUTROS DESENHOS EXECUTADOS		97
A.1.11 – CONCURSO PÚBLICO DA ETAR DE MONTEMOR-O-NOVO.....		97

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 – Esquema dos processos de tratamento de uma ETAR.....	12
Figura 2 – Localização do terreno da ETAR (fotografia Google Earth, Março de 2015-esquerda).....	13
Figura 3 – Implantação do terreno da ETAR	14
Figura 4 – Planta de rés-do-chão do edifício dos compressores.....	15
Figura 5 – Planta de cobertura do edifício dos compressores	15
Figura 6 – Alçados da frente (esquerda) e alçado posterior (direita) do edifício dos compressores	16
Figura 7 – Alçados laterais direito (acima) e esquerdo (baixo) do edifício dos compressores	16
Figura 8 – Modelo tridimensional do edifício dos compressores.....	18
Figura 9 – Diagrama de momentos direção M22 (esquerda) e direção M33 (direita)	19
Figura 10 – Deformada estrutural do edifício dos compressores	20
Figura 11 – Diagrama de momentos na viga metálica do edifício dos compressores.....	20
Figura 12 – Momentos instalados na laje térrea direção M11 (esquerda) e direção M22 (direita)	21
Figura 13 – Corte do espessador gravítico	22
Figura 14 – Planta do espessador gravítico	22
Figura 15 – Modelo tridimensional do espessador gravítico.....	24
Figura 16 – Esquema de representação da teoria de Rankine	25
Figura 17 – Diagrama de tensões S22 (esquerda) e S11 (direita)	26
Figura 18 – Deformada estrutural do espessador gravítico	27
Figura 19 – Corte do decantador secundário	27
Figura 20 – Planta do decantador secundário	28
Figura 21 – Modelo tridimensional do decantador secundário	29
Figura 22 – Diagrama de tensões S11 (esquerda) e S22 (direita)	30
Figura 23 – Deformada estrutural do decantador secundário.....	30
Figura 24 – Planta de rés-do-chão do edifício de exploração.....	31
Figura 25 – Planta de cobertura do edifício de exploração	31
Figura 26 – Alçados lateral direito (acima) e esquerdo (abaixo)	32
Figura 27 – Alçados da frente (acima) e posterior (baixo).....	32
Figura 28 – Modelo tridimensional do edifício de exploração.....	33
Figura 29 – Diagrama de momentos M22 (esquerda) e M33 (direita)	34

Figura 30 – Deformada estrutural do edifício de exploração.....	35
Figura 31 – Diagrama de momentos direção M22 (esquerda) e M11 (direita).....	35
Figura 32 – Planta de rés-do-chão do edifício de desidratação de lamas	36
Figura 33 – Planta de cobertura do edifício de desidratação de lamas	37
Figura 34 – Alçados lateral direito (esquerda) e esquerdo (esquerda).....	37
Figura 35 – Alçados frente (esquerda) e frontal (direita).....	37
Figura 36 – Modelo tridimensional do edifício de desidratação de lamas.....	38
Figura 37 – Diagrama de momentos na direção M22 (esquerda) e M33 (direita).....	39
Figura 38 – Diagrama de esforço axial na treliça	40
Figura 39 – Deformada estrutural do edifício de desidratação de lamas	40
Figura 40 – Diagrama de momentos na laje térrea direção M22 (esquerda) e M11 (direita) ..	41
Figura 41 – Planta de rés-do-chão do edifício de obra de entrada	41
Figura 42 – Planta de cobertura do edifício de obra de entrada.....	42
Figura 43 – Alçados posterior (acima) e frente (baixo)	42
Figura 44 – Alçados laterais esquerdo e direito	43
Figura 45 – Modelo tridimensional do edifício da obra de entrada	43
Figura 46 – Diagrama de momentos na direção M22 (esquerda) e M33 (direita).....	45
Figura 47 – Deformada estrutural do edifício da obra de entrada	45
Figura 48 – Diagrama de momentos na laje térrea na direção M22 (esquerda) e M11 (direita)	45
Figura 49 – Diagrama de momentos da viga metálica do edifício da obra de entrada	46
Figura 50 – Esquema representativo das componentes estruturais de pontes.....	51
Figura 51 – Localização do terreno na aplicação Google Earth, Abril de 2013	53
Figura 52 – Corte longitudinal vertical da ponte	55
Figura 53 – Modelo tridimensional da ponte	56
Figura 54 – Modelo tridimensional da ponte	56
Figura 55 – Corte longitudinal no modelo de cálculo tridimensional que ilustra a viga-parede	57
Figura 56 – Fluxograma para cálculo de armaduras	58
Figura 57 – Corte longitudinal com sinalização da necessidade de reforço por faixa.....	59
Figura 58 – Esquema estrutural das travessas.....	64
Figura 59 – Pormenor da ligação tabuleiro-pilar de canto.....	68
Figura 60 – Pormenor da ligação tabuleiro-pilar de bordo	68
Figura 61 – Armadura de pilar	79

Figura 62 – Secção do pilar e amarração de cintas.....	79
Figura 63 – Armaduras longitudinais nas travessas	80
Figura 64 – Secções da travessa	80
Figura 65 – Ligação travessa-pilar de canto.....	81
Figura 66 – Ligação travessa-pilar de bordo	81
Figura 67-Armadura na viga-parede com reforço nas zonas a verde	82
Figura 68 – Diagrama de momentos na direcção M11 no tabuleiro	83
Figura 69 – Diagrama de momentos na direcção M22 no tabuleiro	83
Figura 70 – Representação de armaduras superiores na laje de tabuleiro	84
Figura 71 – Representação de armaduras inferiores na laje de tabuleiro	84
Figura 72 – Implantação estrutural de fundações	90
Figura 73 – Implantação de pilares.....	90
Figura 74 – Vigamento no nível 1	91
Figura 75 – Corte estrutural B-B	91
Figura 76 – Corte estrutural A-A.....	92
Figura 77 – Representação de armaduras na laje térrea	92
Figura 78 – Corte C-C	92
Figura 79 – Representação de armaduras em vigas.....	93
Figura 80 – Corte D-D.....	93
Figura 81 – Representação de vigas-lintél.....	93
Figura 82 – Corte E-E.....	94
Figura 83 – Representação de armaduras em sapatas.....	94
Figura 84 – Corte F-F	95
Figura 85 – Vista frontal da ligação metálica do perfil no pilar de betão armado	95
Figura 86 – Vista lateral de ligação metálica do perfil no pilar de betão armado	96
Figura 87 – Ligação metálica do perfil em vigas de betão armado	96

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1 – Tabela de secções dos elementos estruturais do edifício dos compressores	18
Tabela 2 – Tabela de ações permanentes a considerar no edifício dos compressores.....	18
Tabela 3 – Tabela de sobrecargas a considerar no edifício dos compressores.....	19
Tabela 4 – Tabela de secções dos elementos estruturais do espessador gravítico	24
Tabela 5 – Tabela de propriedades do solo e suporte para cálculo de ações no espessador gravítico	25
Tabela 6 – Tabela de ações no espessador gravítico	26
Tabela 7 – Tabela de ações no decantador secundário.....	29
Tabela 8 – Tabela de secções dos elementos estruturais no decantador secundário	29
Tabela 9 – Tabela de secções dos elementos estruturais do edifício de exploração	33
Tabela 10 – Tabela de ações permanentes no edifício de exploração	34
Tabela 11 – Tabela de sobrecargas no edifício de exploração	34
Tabela 12 – Tabela de secções dos elementos estruturais do edifício de desidratação de lamas	39
Tabela 13 – Tabela de ações permanentes do edifício de desidratação de lamas	39
Tabela 14 – Tabela de sobrecargas do edifício de desidratação de lamas.....	39
Tabela 15 – Tabela de secções dos elementos estruturais do edifício da obra de entrada	44
Tabela 16 – Tabela de ações permanentes do edifício da obra de entrada.....	44
Tabela 17 – Tabela de sobrecargas do edifício da obra de entrada	44
Tabela 18 – Tabela de combinações de ações utilizadas no modelo de cálculo tridimensional	55
Tabela 19 – Tabela de esforços no pilar escolhido.....	60
Tabela 20 - Cálculo do comprimento de encurvadura.....	60
Tabela 21 – Verificação da esbelteza limite.....	60
Tabela 22 – Cálculo da encurvadura no pilar	61
Tabela 23 – Cálculo da excentricidade de segunda ordem e momento respetivo	61
Tabela 24 – Cálculo do momento por imperfeições geométricas do pilar	61
Tabela 25 – Momentos de dimensionamento	62
Tabela 26 – Verificação da flexão desviada.....	62
Tabela 27 – Momentos finais de dimensionamento	62
Tabela 28 – Dimensionamento da armadura	63
Tabela 29 – Armadura longitudinal superior e inferior a utilizar.....	64

Tabela 30 – Necessidade de armadura de esforço transverso	65
Tabela 31 – Cálculo da armadura transversal nas travessas	65
Tabela 32 – Propriedades da secção do tabuleiro por metro.....	66
Tabela 33 – Armaduras longitudinais a utilizar no tabuleiro.....	67
Tabela 34 – Direcionalidade da laje de tabuleiro	67
Tabela 35 – Cálculo do comprimento de amarração e sobreposição de varões.....	69
Tabela 36 – Cálculo da amarração de cantos por forças transversais adicionais.....	69
Tabela 37 – Cálculo de cintas para pilares.....	70
Tabela 38- Cálculo das armaduras adicionais na laje de tabuleiro	70
Tabela 39 – Propriedades de resistência dos materiais utilizados	71
Tabela 40 – Propriedades de comportamento dos materiais utilizados	71
Tabela 41 – Cálculo na inércia de fissuração das travessas	71
Tabela 42 – Cálculo da deformação na travessa	72
Tabela 43 – Limitação de tensões na travessa	73
Tabela 44 – Cálculo da inércia de fissuração do pilar	73
Tabela 45 – Cálculo da deformação no pilar	74
Tabela 46 – Limitação de tensões no pilar.....	74
Tabela 47 – Cálculo da inércia de fissuração da viga-parede	75
Tabela 48 – Cálculo da deformação na viga-parede	75
Tabela 49 – Limitação de tensões na viga-parede	76
Tabela 50 – Cálculo da inércia de fissuração do tabuleiro	76
Tabela 51 – Cálculo da deformação no tabuleiro	77
Tabela 52 – Limitação de tensões no tabuleiro.....	77

NOTAÇÃO

ETAR – Estação de Tratamento de Águas Residuais

EC – Eurocódigo

RSA - Regulamento de Segurança e Ações para estruturas de edifícios e pontes

AgdA – Águas públicas do Alentejo

b, h – largura e altura da secção, respetivamente

ρ_x, ρ_y – taxas geométricas de armadura

δ_x, δ_y – tensão atuante

f_{tdx}, f_{tdy} – resistência à tração das armaduras

τ_{edxy} – tensão de corte atuante

f'_{tdx}, f'_{tdy} – resistência à tração para quantidades ótimas de armadura

δ_{cd} – tensão atuante no betão

L – comprimento do elemento

M_xT, M_yT – momento na direção x e y no topo de pilares, respetivamente

M_xB, M_yB – momento na direção x e y na base de pilares, respetivamente

N – esforço axial

n_s – número de pisos da estrutura

I_c – momento de inércia do elemento de contraventamento

E_{cd} – valor de cálculo do módulo de betão

$F_{v,lim}$ – carga vertical total limite

$F_{v,ed}$ – carga vertical total

k_1, k_2 – flexibilidade relativa dos encastramentos parciais nas extremidades 1 e 2 respetivamente

L_0 – comprimento de encurvadura

i – raio de giração

λ – esbelteza do pilar

M_{01}, M_{02} – momentos de 1ª ordem nas extremidades 1 e 2, respetivamente

A, B, C – constantes definidas em 5.8.3.1 do Eurocódigo 2

n – esforço axial reduzido

λ_{lim} – esbelteza limite

n_{bal} – valor do esforço axial reduzido correspondente ao momento resistente máximo

d – altura útil

$1/r$ – curvatura corrigida

K_r – fator de correção dependente do esforço normal

K_ϕ – coeficiente que tem em conta a fluência

$1/r_0$ – curvatura não corrigida

c – coeficiente que depende da distribuição de curvatura

e_2 – excentricidade de 2ª ordem

M_2 – momento de 2ª ordem

e_0 – excentricidade mínima por imperfeição geométrica

θ_0 – valor básico

α_h – coeficiente de redução relativo ao comprimento ou á altura

α_m – coeficiente de redução relativo ao número de elementos

θ_i – inclinação da imperfeição geométrica

e_i – excentricidade por imperfeição geométrica

M_i – momento de imperfeição geométrica

h_{eq}, b_{eq} – secção retangular equivalente

$$v = \frac{N_{ed}}{N_{rd}}$$

$$v_c = 1 - v$$

μ – momento reduzido

ω – taxa mecânica de armadura

β – coeficiente que depende das condições de apoio

A_s – área de aço

V – esforço transverso

d – altura útil

$$k = \text{expressão: } 1 + \sqrt{\frac{200}{d}}$$

ρ_1 – taxa de armadura

$V_{rd,c}$ – valor de cálculo de esforço transverso resistente

α – inclinação das armaduras de esforço transverso

$$Z = 0,9xd$$

$\cot(\theta)$ – θ representa o ângulo formado pelas escoras inclinadas na alma

v – coeficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transverso

S – espaçamento de estribos

η_1 – coeficiente relacionado com as condições de aderência e com a posição do varão durante a betonagem

η_2 – coeficiente relacionado com o diâmetro do varão

f_{bd}	– valor de cálculo da resistência do betão á tração
l_{bd}	– comprimento de amarração
α_i	– coeficiente que dependem de condições do ϕ definidas no quadro 8.2 Eurocódigo 2
l_0	– comprimento de sobreposição de varão
α_6	– coeficiente relacionado com a percentagem de varões emendados
a_1	– deslocamento do diagrama de momentos
F_{ed}	– força de tração adicional para cálculo de amarração de cantos
f_{ctk}	– valor característico da tensão de rotura do betão á compressão
f_{ctd}	– valor de cálculo da resistência do betão á tração no momento de libertação
f_{ctm}	– tensão média de rotura á tração simples
f_{yk}	– valor característico da tensão de cedência á tração do aço das armaduras para betão armado
f_{yd}	– valor de cálculo da tensão de cedência á tração do aço das armaduras para betão armado
E_{cm}	– módulo de elasticidade secante do betão
ϕ	– coeficiente de fluência do betão
$E_{c,eff}$	– módulo de elasticidade efetivo do betão
E_s	– módulo de elasticidade do aço
α	– coeficiente de homogeneização
A_{sc}	– área de armadura comprimida na secção
A_{st}	– área de armadura traccionada na secção
x_{cg}	– centro de gravidade da secção
I_{nf}	– inércia não fissurada da secção
x_{cr}	– centro de gravidade de secção fissurada
I_{cr}	– inércia de fissuração da secção
δ_{sap}	– deformação inicial retirada do SAP2000
δ_1 e δ_{11}	– valores do parâmetro calculado, respetivamente, para os estados não fendilhado e totalmente fendilhado
δ_{final}	– flecha final
M_{cr}	– momento de fissuração
β	– coeficiente que tem em conta a influência na extensão média da duração do carregamento ou da repetição do carregamento
ζ	– coeficiente de distribuição (que tem em conta a distribuição do betão traccionado entre fendas)
hb_{en}	– profundidade do eixo neutro (zona comprimida)

h_{aen} – profundidade do eixo neutro (zona traccionada)

Q_{c1} – valor de limite de tensão no betão para combinações raras

Q_{c2} – valor limite de tensão no betão para combinações frequentes

Q_s – valor limite de tensão no aço para combinações raras

CAPÍTULO 1

Introdução, objetivos, metodologia e calendarização

CAPÍTULO 1 – Introdução, objetivos, metodologia e calendarização

1.1– Motivação

1.2 – Objetivos e metodologia

1.3 – Organização do relatório de estágio

1.4 – Modelação em elementos finitos, SAP2000

1.5 – Combinação de ações

1 INTRODUÇÃO, OBJETIVOS, METODOLOGIA E CALENDARIZAÇÃO

Resumo: Este capítulo começa com a explicação motivacional da escolha do estágio curricular para obtenção do grau académico de mestre de engenharia civil. São sintetizados os objetivos previstos durante o período de estágio bem como a metodologia de trabalho seguida. Por último é apresentada a calendarização com referência temporal do trabalho desenvolvido.

Atualmente o ramo da engenharia civil é bastante diversificado, contudo, recuando até à génese da engenharia na sociedade civil, apenas existiam duas classificações para o termo o termo engenharia:: militar e civil, sendo que a primeira era aplicada a funções militares e a segunda aos demais cidadãos nas necessidades requeridas da sociedade. [1]

Na atualidade verifica-se que ocorreu uma divisão da engenharia civil por diferentes especialidades ou ramos, para que se pudessem adquirir novos conhecimentos que permitissem dar resposta à evolução das necessidades por parte de todos os utilizadores em geral. Apesar de se ter verificado esta ramificação, a importância da engenharia civil na sociedade atual é de elevado destaque, e seria impensável idealizarmos uma sociedade atual sem a sua existência. O planeamento, a gestão e a construção de cidades que albergam na ordem de milhões de habitantes, com os seus sistemas de transportes, obras de arte, pontes, abastecimento, distribuição, drenagens e tratamento de água, barragens, túneis e tantos outros equipamentos, é apenas possível pela existência desta área de conhecimento e pelos sucessivos avanços da mesma.

Nesta fase e sendo o engenheiro civil o responsável pelo desempenho deste importante papel, a aplicação da atividade, deverá reger-se com as seguintes premissas com objetivo de:

- Melhorar as condições de vida do cidadão;
- Salvaguardar, sob qualquer circunstância, a vida, a saúde e as propriedades;
- Promover a segurança, a cultura e a qualidade de vida;
- Conhecer e colmatar as necessidades do presente;
- Antever os desenvolvimentos e necessidades do futuro.

No cumprimento dos objetivos mencionados, um engenheiro civil deve conceber projetos detalhados e sucintos nas diversas componentes da engenharia tomando decisões que tragam uma mais valia técnica à solução final, não descurando o aspeto económico da solução adotada e o tempo de aplicação. Desta forma, pode-se definir um projeto de engenharia civil

como o guia de execução de uma obra de construção que prevê e direciona na componente temporal, espacial e aplicacional, as operações que compõem a respetiva obra e que se irão realizar com interação das suas diversas especialidades. Esta definição, apesar de meticulosa e aparentemente complexa é extremamente importante para garantir o sucesso da aplicabilidade dos trabalhos projetados [2].

No caso da especialidade de estruturas, existem ferramentas atuais como programas de análise e dimensionamento estrutural, que facilitam o trabalho do projetista na determinação de esforços e deformações, para as combinações de ações possíveis de atuar sobre as estruturas, para que se verifique a segurança em todas as etapas da obra incluindo o período de utilização a que foi dimensionada. Apesar destas ferramentas de cálculo introduzirem novas facilidades aos utilizadores, cabe aos mesmos terem um sentido crítico na interpretação de resultados e na modelação estrutural, a fim de evitarem erros pelos “facilitismos” oferecidos pelos *softwares* de dimensionamento. A perigosidade associada a erros de dimensionamento pode provocar danos na sociedade não só em termos materiais como também sociais, culturais ou mesmo perdas humanas. É por este motivo que a idealização, detalhe e planeamento da obra deve ser encarada como uma tarefa de grande responsabilidade por parte do projetista.

1.1 Motivação

A motivação da temática ligada ao projeto em estruturas de engenharia civil surge pelo fascínio na criação de novos edifícios ou estruturas e no possível contributo à sociedade, trazendo e acompanhando novos projetos que permitam o acompanhamento da evolução e das necessidades da civilização moderna, não desprezando a harmonia e o enquadramento no seio dessa mesma sociedade. A motivação surge também pelo grau de complexidade que estes requisitos assumiram que tornam este exercício de engenharia um desafio constante no sentido de melhorar as condições de vida da população onde se intervém com soluções mais exigentes e complexas.

A opção por um estágio curricular, surge da vontade de aplicação dos conhecimentos adquiridos ao longo do curso num sentido prático, aumentando assim os conhecimentos provenientes do mercado neste sector, valorando uma equipa de projetistas já consolidada com experiência profissional nesta área. O acompanhamento de uma equipa de projetistas, é uma mais valia técnica no processo de formação de um futuro engenheiro e, nesse sentido, fundamental na integração no mercado de trabalho pois a experiência profissional é bastante valorizada.

Por fim, a oportunidade de estagiar e aprender num gabinete de projetos de reconhecimento é, por si só, uma oportunidade aliciante e constitui outro fator motivacional para a escolha do presente estágio curricular.

1.2 Objetivos e metodologia

O presente estágio enquadra-se na temática de estudos e projetos de engenharia civil e consistirá entre outros, no acompanhamento de dois projetos em curso. O primeiro projeto abordado é uma ETAR a executar em Montemor-o-Novo, em fase de projeto base, que serve para concurso público de uma empreitada de concepção e execução. O segundo projeto enquadra-se numa especialidade de um projeto global de um empreendimento turístico em Mértola.

Pretende-se que durante o estágio seja realizada uma avaliação de conhecimentos sobre a legislação aplicável ao cálculo estrutural bem como no reconhecimento de aspetos de organização processual nos procedimentos a efetuar, nomenclaturas e organização de desenhos, memórias e cálculos justificativos.

Na parte que contempla o desenho assistido por computador, utilizar-se-á o *software Autocad*, e para análise e dimensionamento estrutural o *software* a usar será o, *SAP2000*.

O estágio foi concedido pela empresa Ferreira Lapa Lda., com sede e gabinete em Aveiro, sob a supervisão direta do Engenheiro e Professor José Marques Lapa, orientador do estágio e do coorientador Professor Claudino Cardoso.

1.3 Organização do relatório

O presente documento encontra-se organizado em 3 capítulos e um anexo:

Capítulo 1 – Introdução.

Capítulo 2 – Concurso público da ETAR de Montemor-o-Novo.

Capítulo 3 – Dimensionamento de armaduras em ponte de betão armado.

Anexo – (A): Desenhos executados – ETAR de Montemor-o-Novo, edifício de compressores.

1.4 Software utilizado

Como foi indicado, para efeitos de modelação e análise será considerado o *software* de cálculo automático, baseado no método de elementos finitos, *SAP2000*, auxiliado pelo programa de desenho *Autocad*. A verificação normativa para dimensionamento em *SAP2000* segue as diretivas ao nível de normas portuguesas em vigor, nomeadamente o Eurocódigo 2 (Projetos de Estruturas de Betão) e Eurocódigo 3 (Projetos de Estruturas de Aço), necessárias ao desenvolvimento deste trabalho que incidirá mais sobre análise de estruturas simples duma

ETAR e de dimensionamento de uma ponte, previamente modelada e analisada, em fase de procura de soluções estruturais, correndo em paralelo com outras soluções estruturais em desenvolvimento na empresa para escolha da solução mais viável em termos de comportamento, custo e técnica construtiva.

O *SAP2000* “é um programa de elementos finitos, com interface gráfica 3D orientado a objetos, preparado para realizar, de forma totalmente integrada, a modelação, análise de pré-dimensionamento do mais vasto conjunto de problemas de engenharia de estruturas”[3]. Este programa é uma ferramenta de trabalho bastante útil para trabalhos de engenharia, já que, a sua versatilidade permite modelar diferentes tipos de estruturas como pontes, edifícios habitacionais, estádios, barragens, edifícios industriais, estruturas marítimas e muitos outros tipo de estruturas que necessitem ser analisadas e dimensionadas.

Ao nível das ações, este permite gerar automaticamente cargas de sismos, vento e veículos sendo possível a verificação de segurança em estruturas de betão armado e estruturas de aço respeitando as normas EC2, EC3 e EC8-parte2.

Ao nível da análise, o programa dispõem também de várias ferramentas que permitem efetuar uma análise não-linear da estrutura. A consideração de grandes deslocamentos em cada etapa da estrutura, a consideração de cargas não-lineares, o comportamento catenária em cabos, a não-linearidade dos materiais, a análise de encurvadura ou colapso progressivo das estruturas, a modelação de atritos, amortecimentos, isoladores de base e rigidez plástica entre nós e finalmente o faseamento construtivo. Ainda no campo da aplicação de cargas aplicação de cargas é possível considerar as cargas como estáticas ou dinâmicas [3].

1.5 Ações e combinação de ações

O Eurocódigo 0 define a ação como um conjunto de forças (cargas) aplicadas na estrutura de uma forma direta. Por outro lado, uma ação também pode ser um conjunto de deformações ou acelerações impostas ou provocadas por variações de temperatura, variações de humidade, assentamentos diferenciais ou por ação sísmica, sendo que esta última de uma forma indireta [20].

A quantificação destas ações é um processo de cálculo fundamental ao nível da análise estrutural computacional, pois a resposta do modelo será tanto mais real quanto mais próximo for o valor de cálculo ao valor real instalado. Existem dois tipos de ações distintas, as ações permanentes e as ações variáveis.

As ações permanentes são consideradas constantes ou com uma pequena variação do seu valor médio durante o tempo de vida útil da estrutura. Podem-se distinguir como ações permanentes:

- Pesos próprios dos elementos estruturais e não estruturais;
- Pesos dos equipamentos fixos;
- Impulsos de terras;
- Certos casos de pressões hidrostáticas;
- Os pré-esforços, os efeitos da retração do betão e dos assentamentos de apoio.

As ações variáveis são consideradas como sendo ações cuja sua grandeza variam de forma significativa em torno do seu valor médio durante o tempo de vida útil da estrutura. Podem-se distinguir como ações variáveis:

- Vento;
- Sismos;
- Neve;
- Variações de temperatura;
- Atritos em aparelhos de apoio;
- Em geral as pressões hidrostáticas e hidrodinâmicas.

Em termos de combinações de ações existem duas verificações a ser realizadas, nomeadamente combinações em estado limite de serviço e combinações em estado limite último. As combinações em estado limite de serviço servem essencialmente de controlo de deformação da estrutura para as ações que está sujeita durante o seu período de vida útil e também de controlo de fendilhação em casos que a estrutura seja composta por betão armado. As combinações em estado limite último, por sua vez, tem como objetivo garantir o equilíbrio estático e dinâmico da estrutura e são os esforços internos resultantes destas combinações que irão servir para o dimensionamento estrutural dos diversos elementos da estrutura.

CAPÍTULO 2

ETAR de Montemor-o-Novo, concurso público

CAPÍTULO 2 – ETAR de Montemor-o-Novo, concurso público

2.1 – Processos de tratamento

2.2 – Enquadramento de trabalhos no projeto

2.3 – Enquadramento legal do concurso

2.4 – Implantação da ETAR

2.5 – Frentes de trabalho no projeto em fase de estudo prévio

2.5.1 – Edifício dos compressores

2.5.1.1 – Materiais utilizados

2.5.1.2 – Modelação

2.5.1.3 – Resultados

2.5.2 – Espessador gravítico

2.5.2.1 – Materiais utilizados

2.5.2.2 – Modelação

2.5.2.3 – Resultados

2.5.3 – Decantador secundário

2.5.3.1 – Materiais utilizados

2.5.3.2 – Modelação

2.5.3.3 – Resultados

2.5.4 – Edifício de exploração

2.5.4.1 – Materiais utilizados

2.5.4.2 – Modelação

2.5.4.3 – Resultados

2.5.5 – Edifício de desidratação de lamas

2.5.5.1 – Materiais utilizados

2.5.5.2 – Modelação

2.5.5.3 – Resultados

2.5.6 – Edifício da obra de entrada

2.5.6.1 – Materiais utilizados

2.5.6.2 – Modelação

2.5.6.3 – Resultados

2 ETAR DE MONTEMOR-O-NOVO, CONCURSO PÚBLICO

Resumo: Neste capítulo descreve-se sucintamente o conceito de ETAR bem como os processos de tratamento das águas com resíduos sólidos. É também feito um enquadramento de trabalhos a realizar neste projeto e também é feito um enquadramento legal do concurso, identificando os pontos de essencial compreensão no âmbito de apresentação de propostas. São apresentados todos os documentos de arquitetura, essenciais à construção de modelos de cálculo e em anexo segue todos os desenhos executados a este respeito.

Por ETAR entende-se Estação de Tratamento de Águas Residuais. As águas tratadas nestas instâncias têm origem doméstica e industrial e após o tratamento as águas podem ser lançadas para os cursos hídricos com níveis de poluição aceitável sem afetar o equilíbrio do ecossistema [4].

A importância destas estruturas, assenta da necessidade que existe em tratar as águas residuais, contribuindo para o equilíbrio sustentável da natureza e dos seus ecossistemas. As águas passam por vários processos de tratamento, como será referido nos posteriores capítulos deste documento.

2.1 Enquadramento de trabalhos no projeto

Neste capítulo pretende-se resumir, de forma sucinta, os trabalhos a efetuar neste projeto em questão.

Na parte que compreende a ETAR pretende-se desenvolver e dimensionar vários órgãos de funcionamento ou de auxílio ao funcionamento da mesma, sendo os quais:

- Edifício dos compressores;
- Decantador secundário;
- Espessador gravítico;
- Edifício da obra de entrada;
- Edifício de desidratação de lamas;
- Edifício de exploração.

O dimensionamento estrutural destes órgãos compreende a realização de modelos de cálculo das estruturas, partindo da geometria ou arquitetura (no caso de edifícios) disponibilizada e todos os desenhos e memórias descritivas e justificativas inerentes.

2.2 Processos de tratamento

Antes de começar o trabalho, é fundamental perceber como funciona uma ETAR, para que propósito servirá cada um dos órgãos existentes na mesma e a forma como interagem entre eles no processo de tratamento. Com esta sensibilidade criada, pode-se projetar os órgãos previstos tendo um sentido crítico em cada passo deste processo.

O tratamento, no caso desta ETAR, é dividido em vários processos dos quais faz parte o pré-tratamento, tratamento primário e tratamento secundário. O pré-tratamento consiste na entrada do efluente na ETAR através de coletores e na passagem por uma rede de coleta de materiais com maiores dimensões para que estes possam ser recolhidos e enviados para aterros sanitários. Ainda no pré-tratamento, as águas são sujeitas a processos durante os quais são retiradas partículas de areias e gorduras que possam conter. No tratamento primário as águas são encaminhadas para decantadores primários onde através do processo de sedimentação a água é seprada da matéria sólida que ainda possa conter. Após a conclusão desta fase inicia-se o tratamento secundário. Nessa fase, as águas ainda contêm microrganismos que ingerem a matéria orgânica coloidal nos reatores biológicos. Estes reatores são arejados constantemente, uma vez que estes microrganismos obtêm energia através de respiração aeróbica. No final deste processo dá-se novamente um processo de sedimentação em decantadores secundários. Numa fase final de tratamento é necessário desinfetar estas águas através da adição de cloro, evitando a proliferação de organismos nas águas resultantes[5].

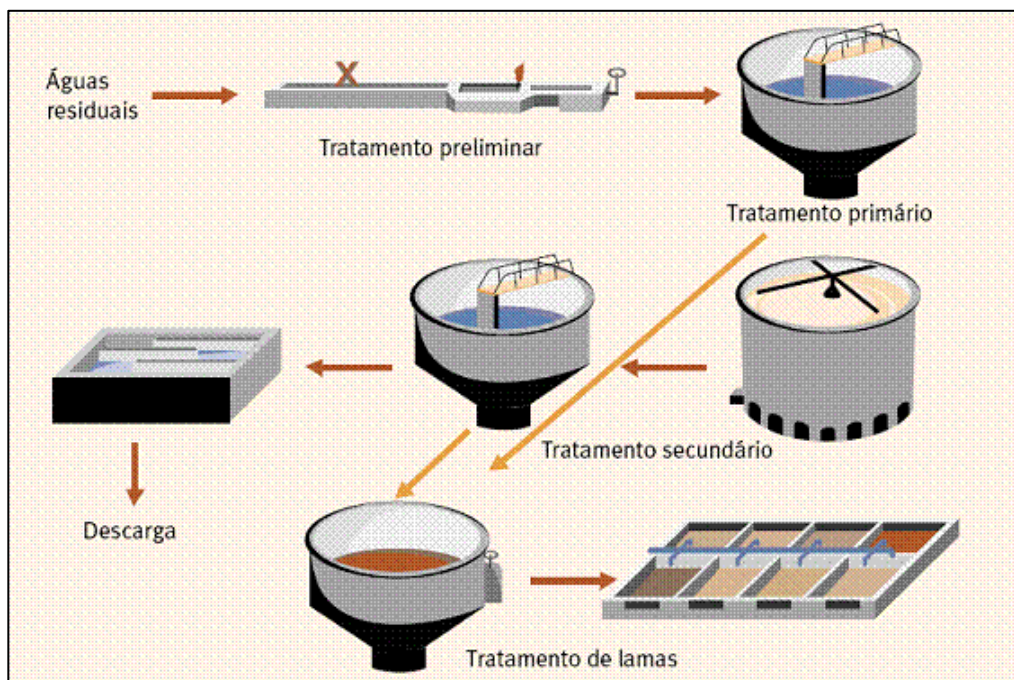


Figura 1 – Esquema dos processos de tratamento de uma ETAR

2.3 Enquadramento legal do concurso

A elaboração deste projeto insere-se no concurso público efetuado pela AgdA, Águas Públicas do Alentejo, para a empreitada de construção da ETAR de Montemor-o-Novo.

A AgdA é a entidade que faz a gestão e exploração em regime de parceria pública dos serviços de água e saneamento relativos ao Sistema Público Integrado de Águas do Alentejo. Este sistema foi criado pela agregação dos sistemas municipais de abastecimento de água para consumo público e de saneamento de águas residuais urbanas dos municípios envolvidos na parceria e nas infraestruturas e equipamentos a construir [4].

O concurso público foi anunciado em Diário da República, 2.^a série - N.º 49 - 11 de Março de 2015 - Anúncio de procedimento n.º 1456/2015. Neste anúncio de concurso público são disponibilizados todos os documentos com a informação base necessária para as empresas que se pretendem candidatar. O documento referido encontra-se no anexo A.1.11.

2.4 Implantação da ETAR

A localização do terreno para a implantação da ETAR de Montemor-o-Novo situa-se em terrenos despovoados conforme se pode observar pelo sombreado a vermelho presente na Figura 2 no seguimento da estrada N2, próximo de um matadouro.



Figura 2 – Localização do terreno da ETAR (fotografia Google Earth, Março de 2015-esquerda)

O terreno disponível para a implantação da ETAR alberga uma área de aproximadamente 7000 m² e encontra-se representado na Figura 3 delimitado pela linha de contorno de cor azul.

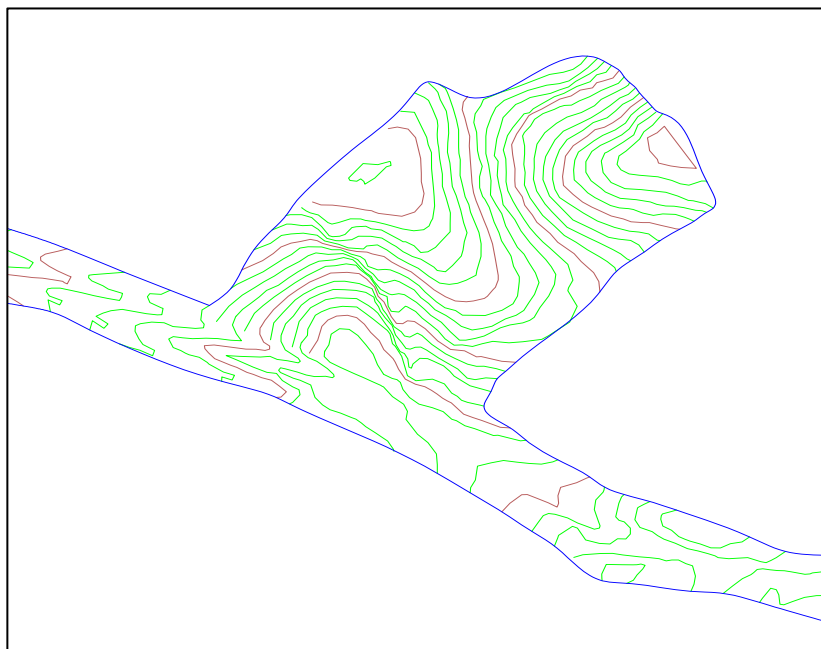


Figura 3 – Implantação do terreno da ETAR

Nesta área serão implementados os diferentes componentes da ETAR de modo a criar uma perfeita harmonia de funcionamento entre estes, tendo em conta todos os possíveis aspetos como condicionantes do terreno e da envolvente.

2.5 Órgãos em projeto em fase de estudo prévio

2.5.1 Edifício dos compressores

O edifício dos compressores tem como função albergar o equipamento necessário à injeção de ar nos reatores biológicos. Os compressores poderão ser deslocados no edifício através de uma grua móvel para cargas e descargas e estarão alinhados para garantir a facilidade de posicionamento e substituição em caso de avaria. A grua móvel estará apoiada num perfil metálico a todo o comprimento do edifício.

Os elementos de arquitetura foram disponibilizados por uma empresa parceira ao concurso da ETAR, a qual ficou responsável pelo dimensionamento mecânico destes órgãos e respetiva geometria.

A estrutura do edifício será do tipo reticulada, constituída por pilares e vigas em betão armado e a cobertura será executada em painel do tipo *sandwich*. Optou-se por escolher paredes com pano duplo em tijolo de alvenaria em ambas as faces com um total de 30 cm de espessura.

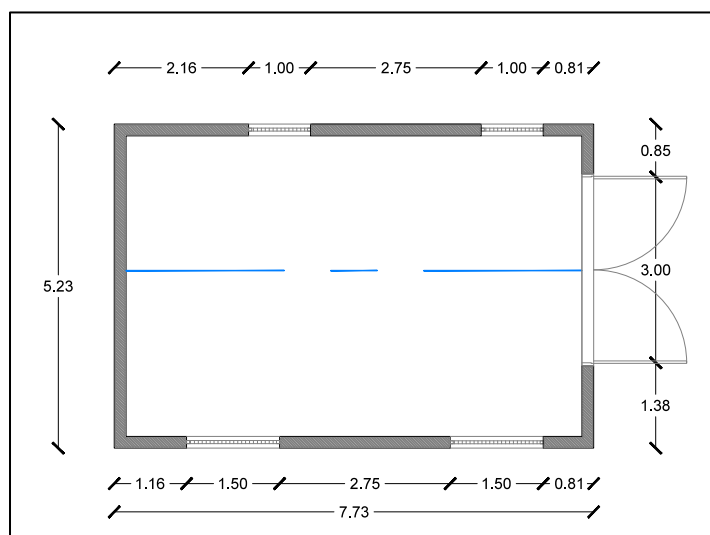


Figura 4 – Planta de rés-do-chão do edifício dos compressores

A figura 4, representa a planta geométrica do rés-do-chão disponibilizada para posterior dimensionamento dos elementos que lhe são adjacentes. Os compressores estarão alinhados pelo centro da porta de acesso a tracejado e estarão dispostos no seu lado oposto.

Ao nível da cobertura e com a geometria adotada pela arquitetura, pode-se constatar através das figuras 5 e 6 que a mesma é constituída por uma cobertura de uma água com uma pendente de 15%.

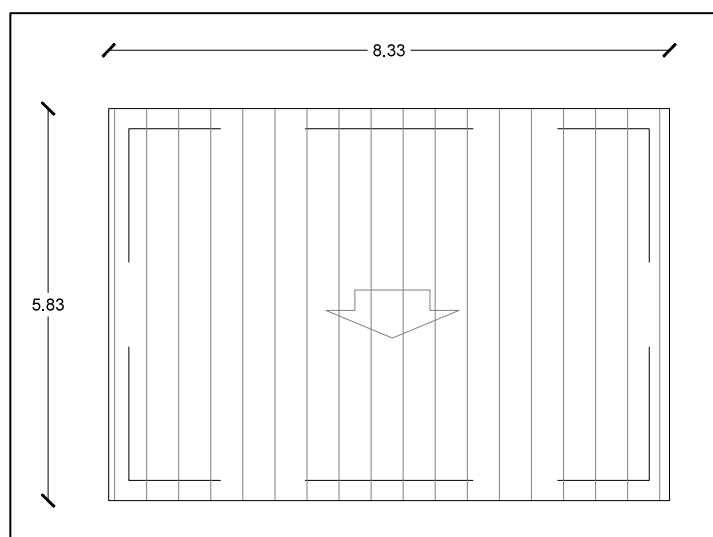


Figura 5 – Planta de cobertura do edifício dos compressores

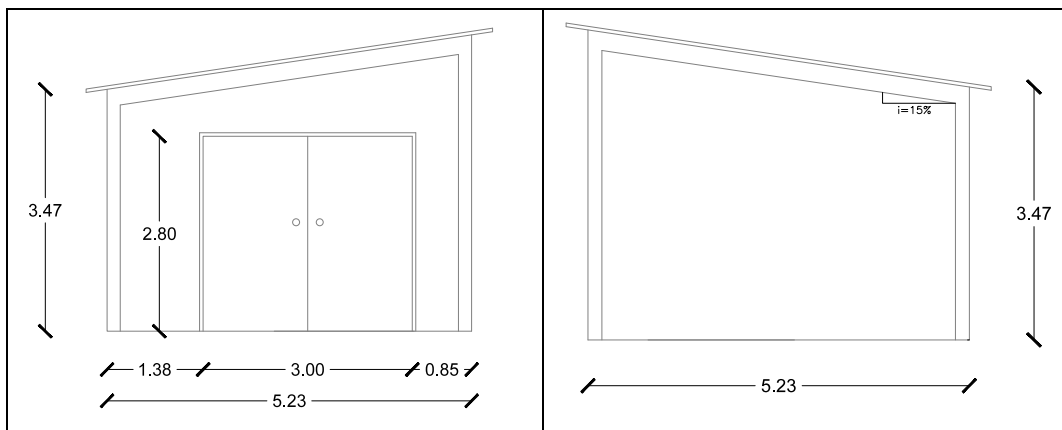


Figura 6 – Alçados da frente (esquerda) e alçado posterior (direita) do edifício dos compressores

Na figura 7, pode-se constatar os alçados laterais esquerdo e direito do edifício bem como a configuração adotada ao nível das janelas.

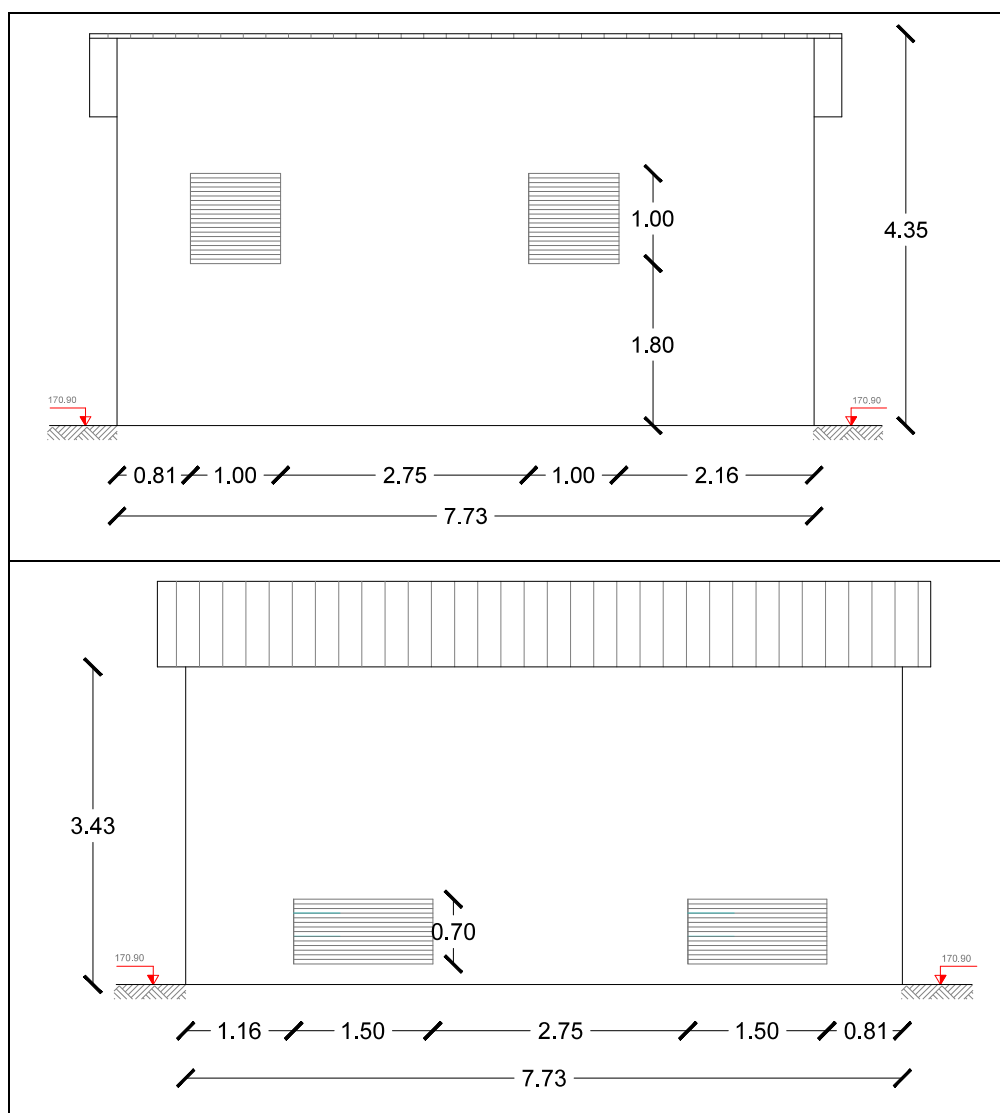


Figura 7 – Alçados laterais direito (acima) e esquerdo (baixo) do edifício dos compressores

2.5.1.1 Materiais utilizados

Os materiais previstos na execução dos elementos estruturais foram:

Regularização de fundações e outros elementos relacionados:

- C12/15

Elementos estruturais em betão armado:

- C30/37
- Aço A400NR

Elementos estruturais de aço em perfil:

- S275

Para a execução das argamassas e betões, foi utilizado o Regulamento de Betões de Ligantes Hidráulicos.

2.5.1.2 Modelação

Com as peças desenhadas fornecidas, e tendo como pressuposto que a escolha mais viável para a execução de uma estrutura com esta geometria é a escolha de uma estrutura reticulada, foi concebido um esquema estrutural assente na simplicidade e simetria. Posteriormente, este esquema foi modelado em *SAP2000* introduzindo-se como secções iniciais, as secções de dimensão mínima previstas pelo EC2 tendo sido estas alvo de um pré-dimensionamento tendo em conta os aspetos previstos neste mesmo regulamento. Dever-se-á utilizar o valor resultante do pré-dimensionamento, caso estes sejam superiores aos valores mínimos previstos.

A modelação da grua móvel longitudinal ao edifício pode seguir dois caminhos distintos. Por um lado, pode-se considerar esta carga como uma carga pontual e aplicá-la em vários pontos da viga metálica verificando qual deles será o mais desfavorável ou por outro lado o programa permite a introdução de cargas móveis através dos elementos escolhidos. Os resultados obtidos neste tipo de modelação, surgem na forma de intervalos, ou seja, os diagramas mostram o valor máximo e mínimo, demonstrando os esforços de todas as posições da carga da grua. Este último método é mais preciso relativamente ao primeiro e também menos trabalhoso, desta forma optou-se pela aplicação da carga móvel sempre que necessário.

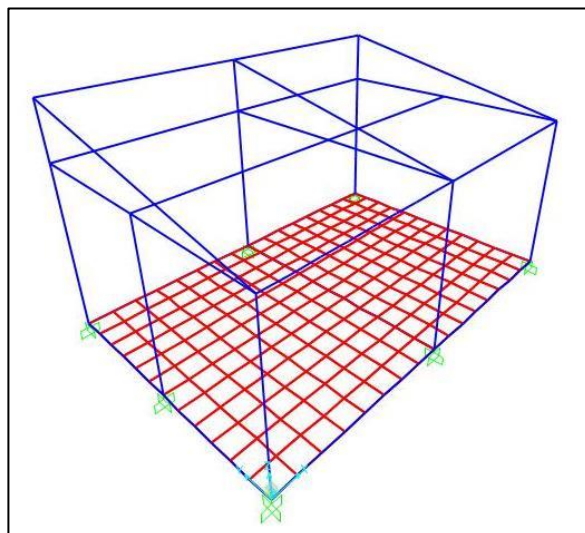


Figura 8 – Modelo tridimensional do edifício dos compressores

As secções definidas nos elementos estruturais deste edifício encontram-se na tabela 1.

Tabela 1 – Tabela de secções dos elementos estruturais do edifício dos compressores

Secção	
Pilares de betão armado (m ²)	0,25x0,25
Vigas de betão armado (m ²)	0,25x0,30
Viga em perfil metálico	HEB120
Laje (m)	0,30

O peso próprio da estrutura é definido diretamente no programa, sendo apenas necessário a introdução dos parâmetros que dizem respeito aos materiais utilizados na construção.

Tabela 2 – Tabela de ações permanentes a considerar no edifício dos compressores

Ações permanentes		
Peso próprio	Peso volúmico do betão armado (kN/m ³)	25,0
	Peso do perfil metálico por metro (kN/m)	0,104
	Paredes exteriores (kN/m ³)	2,30
	Compressores (kN)	3,00
	Painel <i>sandwich</i> (kN/m ²)	0,30

Tabela 3 – Tabela de sobrecargas a considerar no edifício dos compressores

Sobrecargas	
Cobertura (kN/m ²)	2,0
Piso (kN/m ²)	5,0

2.5.1.3 Resultados

Ao nível dos resultados obtidos verificou-se a estrutura para os carregamentos definidos para as combinações de ações em estados limites últimos e estados limites de serviço (verificação de flechas) e, para tal, foram retirados os diagramas de esforços de todos os elementos da estrutura e também a deformada com a respetiva deformação em cada ponto.

Na figura 9 apresenta-se o diagrama de momentos fletores na direção principal, isto é, na direção do elemento. Este diagrama é condicionante para dimensionamento.

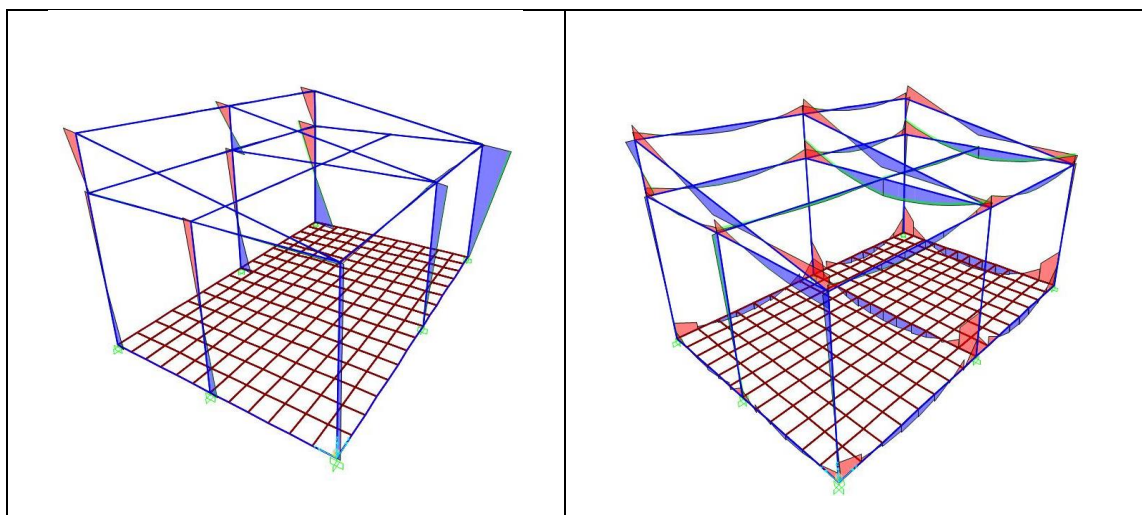


Figura 9 – Diagrama de momentos direção M22 (esquerda) e direção M33 (direita)

Em fase de projeto de execução, será necessário a verificação dos restantes esforços.

Na figura 10 está representada a deformada da estrutura a uma escala aumentada em cerca de 50 vezes para que se possa observar com maior detalhe os efeitos do carregamento nos elementos da estrutura para a combinação de estados limite último.

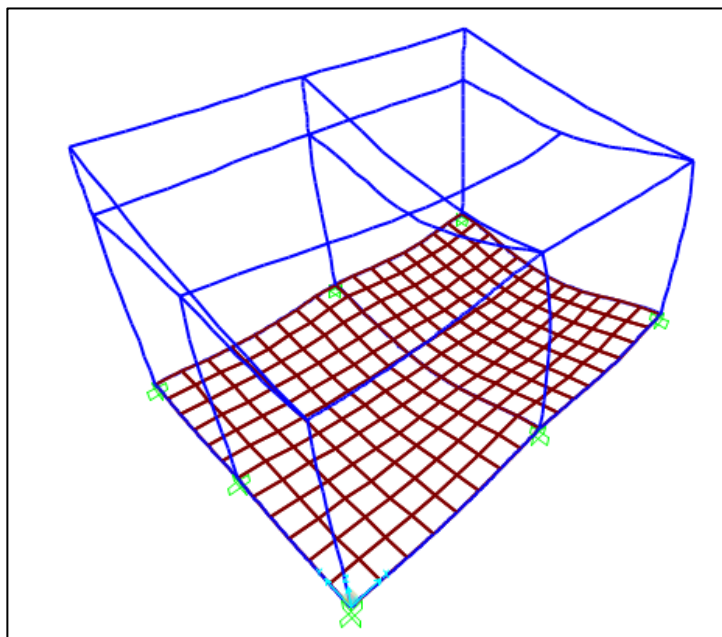


Figura 10 – Deformada estrutural do edifício dos compressores

Através da análise das figuras apresentadas (Figura 9, 10 e 11), pode-se constatar que a viga mais esforçada corresponde ao perfil metálico e a viga de betão armado onde esta descarrega. Esta situação era expectável uma vez que a grandeza da carga dos compressores é superior às restantes cargas existentes e também é de carácter pontual, isto é, aplicada num ponto específico nas várias posições que pode ocupar no comprimento da viga.

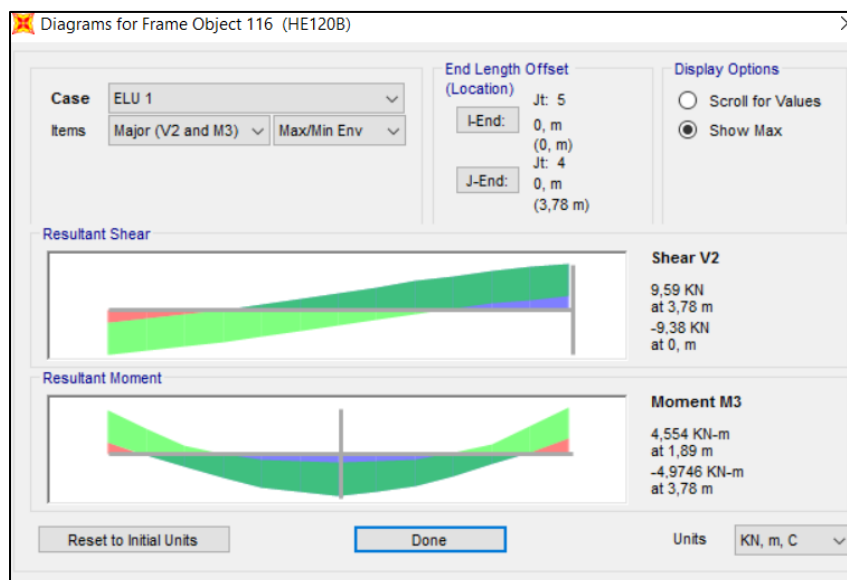


Figura 11 – Diagrama de momentos na viga metálica do edifício dos compressores

Na figura 11, pode-se observar o diagrama de esforços na viga metálica na sua posição mais desfavorável, retirado diretamente do programa de cálculo.

Em fase de projeto de execução, será necessário a verificação dos restantes esforços.

Por último foi necessário retirar os momentos instalados na laje térrea para confrontar com a espessura arbitrada, como ilustrado na figura 12.

Importa referir que não foi tido em conta a reação do solo em todas as lajes térreas por ser uma situação mais gravosa estando portanto do lado da segurança em fase de estudo prévio e também que todas as lajes são idênticas em termos de tipologia estrutural, isto é, térreas e maciças.

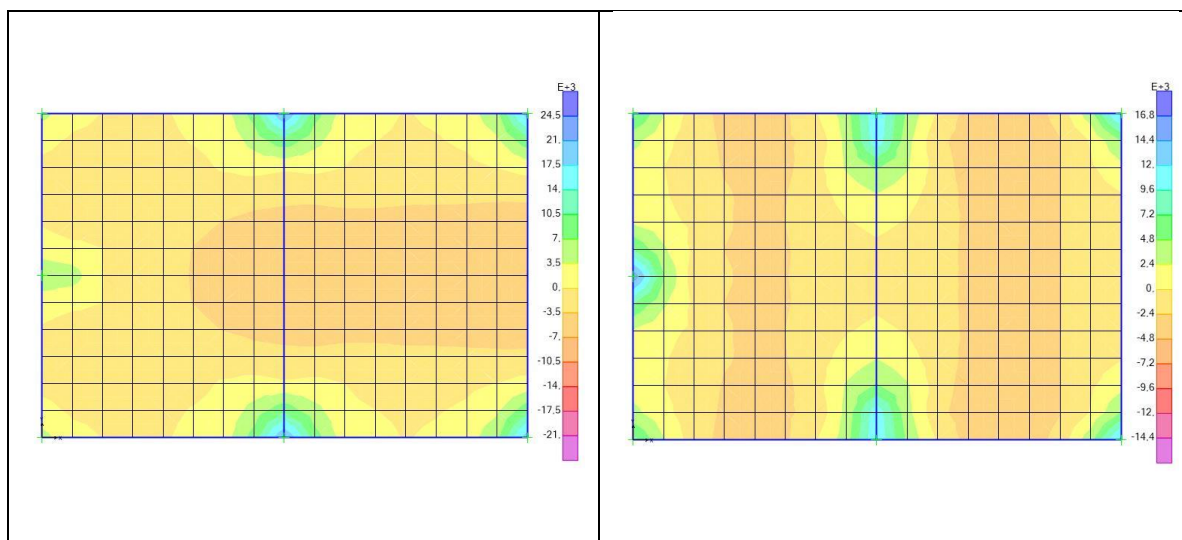


Figura 12 – Momentos instalados na laje térrea direção M11 (esquerda) e direção M22 (direita)

2.5.2 Espessador gravítico

O espessador gravítico consiste num tanque em betão armado enterrado. O espessador tem como principal função remover a água das lamas. Este processo é fulcral pois permite a redução dos custos de operação nos processos a jusante. Existem vários tipos de espessamento de lamas, mas no caso desta ETAR, o processo de espessamento funciona por gravidade.[7]

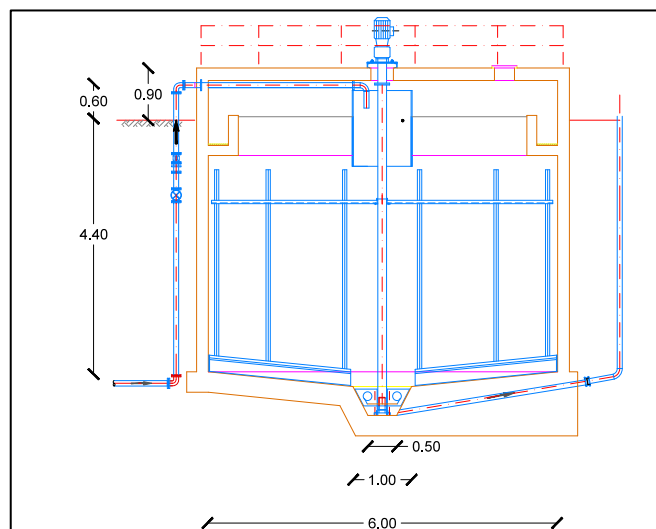


Figura 13 – Corte do espessador gravítico

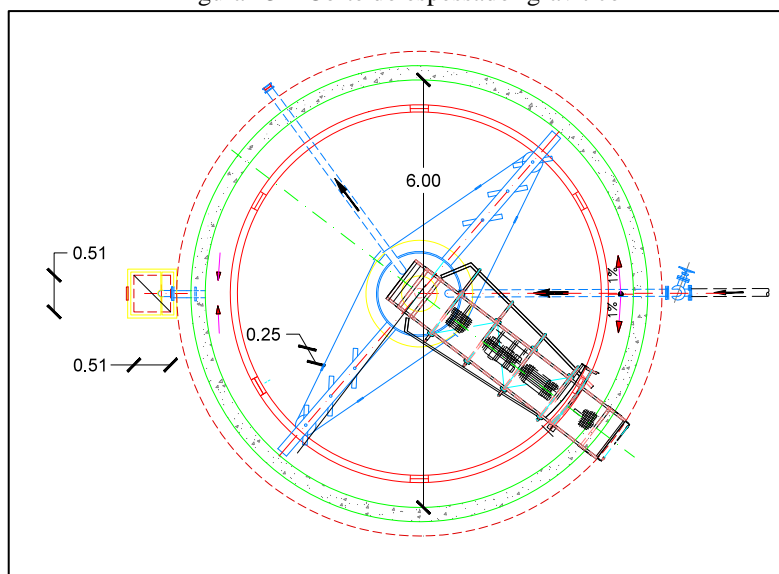


Figura 14 – Planta do espessador gravítico

Nas figuras 13 e 14, podem observar-se os elementos de arquitetura disponibilizados por uma empresa parceira ao concurso da ETAR, a qual ficou responsável pelo dimensionamento mecânico destes órgãos hidráulicos e respetiva geometria.

2.5.2.1 Materiais utilizados

Os materiais previstos na execução dos elementos estruturais foram:

Regularização de fundações e outros elementos relacionados:

- C12/15

Elementos estruturais de betão armado em contato com o efluente:

- C35/45
- Aço A400NR

Para a execução das argamassas e betões, foi utilizado o Regulamento de Betões de Ligantes Hidráulicos.

2.5.2.2 Modelação

A modelação do espessador de lamas foi efetuada diretamente no programa de cálculo automático, *SAP2000*. Ao iniciar o programa este fornece-nos a opção de escolha de estruturas pré-definidas, sendo que, a estrutura circular poderá ser utilizada. Esta definição é feita por aproximação, isto é, o programa reproduz uma cunha e quantas mais vezes essa cunha for replicada, mais aproximada da forma circular a estrutura será.

Na aplicação do carregamento ao tanque enterrado é necessário considerar duas situações diferentes de carregamento de forma faseada para uma simulação mais representativa do real funcionamento deste. A primeira situação possível é o tanque vazio, após construção e com o impulso de terras a exercer pressão nas paredes laterais de fora para dentro. A segunda situação é o tanque cheio com impulso de terras, em que, ambos exercem pressão nas paredes com sentidos opostos. Existe também a possibilidade de existência de resíduos a exercer pressão na laje de fundo.

Para efeitos de concurso, apenas foi apresentada a situação do tanque vazio, uma vez que, quando o tanque está cheio o impulso das águas é passivo aliviando os esforços que a parede está sujeita pela ação do terreno circundante sendo portanto mais favorável a essa condicionante.

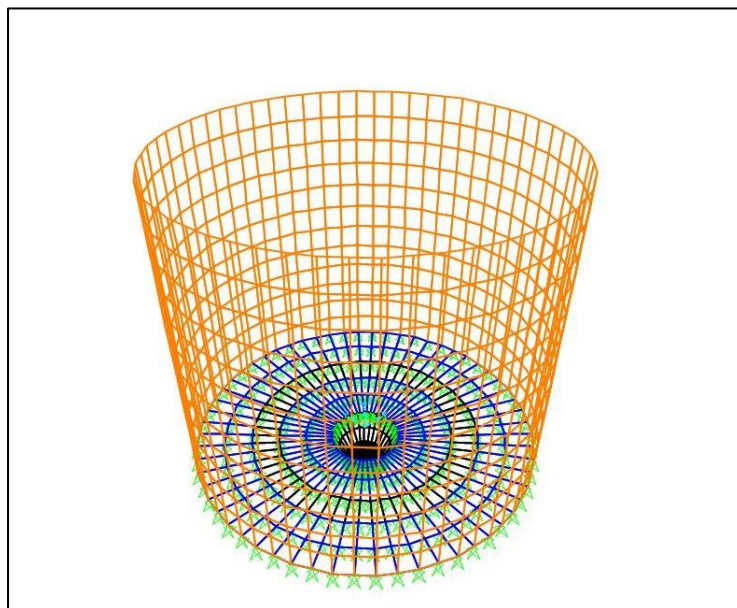


Figura 15 – Modelo tridimensional do espessador gravítico

As secções geométricas a serem modeladas neste órgão, encontram-se descritas na tabela 4.

Tabela 4 – Tabela de secções dos elementos estruturais do espessador gravítico

Secção	
Laje de fundo (m)	0,35
Paredes resistentes (m)	0,20

Nesta parte é importante referir que o cálculo do impulso de terras foi feito de acordo com a teoria de Rankine. Esta teoria foi publicada em 1857 e tem por base os conceitos de pressão ativa e passiva, nomeadamente a teoria do equilíbrio plástico ativo desenvolvida através dos círculos de Mohr. Segundo a teoria, um maciço terroso está em equilíbrio plástico quando existe um equilíbrio entre tensões atuantes e resistentes em qualquer um dos seus pontos. Para que seja possível a sua aplicação prática é necessário que o problema visado cumpra os seguintes requisitos [6]:

- O terrapleno deve ser horizontal;
- A superfície de suporte de terras deve ser aproximadamente vertical;
- O solo deve ser homogéneo, isotrópico, elástico e perfeitamente plástico e seco;
- A superfície de suporte de terras não deve possuir atrito nem coesão.

Desta forma pode-se calcular o impulso de terras através da fórmula:

$$I_a = \frac{1}{2} \cdot K_a \cdot H^2 \cdot g;$$

onde H é a altura da superfície de suporte, γ é o peso volúmico do terreno e K_a é o coeficiente de impulso ativo que depende do tipo de terreno e que é calculado através da seguinte fórmula:

$$K_a = \frac{1 - \sin(\bar{f})}{1 + \sin(\bar{f})};$$

onde \bar{f} representa o ângulo de atrito do terreno. Na figura 16 pode-se observar esquematicamente esses impulsos e a forma como atuam segundo esta teoria.

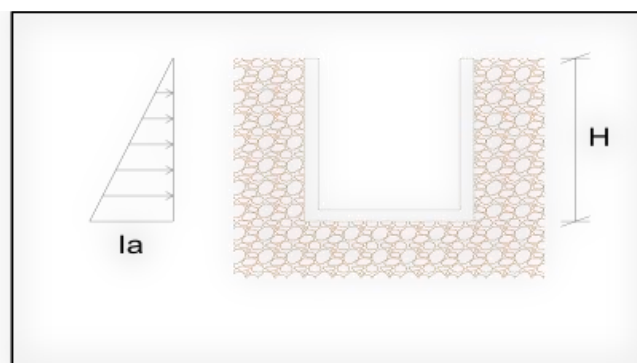


Figura 16 – Esquema de representação da teoria de Rankine

Relativamente ao terreno em causa, e como não foi realizado um relatório geotécnico para apurar as propriedades do mesmo para cálculo de impulsos, foi necessário visitar o local e como a prospeção visual indicou boas condições para fundações diretas, isto é, o terreno pode ser comparado a um maciço terroso, foram consideradas propriedades que indicassem essa situação com o maior rigor e aproximação à realidade. Essas propriedades encontram-se definidas na tabela 5.

Tabela 5 – Tabela de propriedades do solo e suporte para cálculo de ações no espessador gravítico

Propriedades para o cálculo de ações	
Peso volúmico do terreno (kN/m ³)	24,0
Ângulo de atrito do terreno(°)	32,0
Coesão do terreno (kPa)	0 ,0
Coeficiente de impulso ativo	0,31
Altura da superfície de suporte (m)	5,10

Com base na tabela 5, foram calculadas as ações em termos de impulsos ativos atuantes nas paredes do tanque na situação de vazio, sendo que os resultados apresentam-se na tabela 6.

Tabela 6 – Tabela de ações no espessador gravítico

Ações	
Impulso ativo (kN/m)	95,82
Peso volúmico do betão (kN/m ³)	25,0

2.5.2.3 Resultados

O dimensionamento foi efetuado para os estados limites últimos de acordo com as expressões do Eurocódigo 2 (EC2) – Projeto de Estruturas de Betão [18].

Considera-se esta solução como sendo a mais apropriada ao tipo de construção em causa, dados os esforços que as paredes resistentes e a laje de fundo estarão sujeitas devido às situações limite de impulso aplicado nas duas situações previstas.

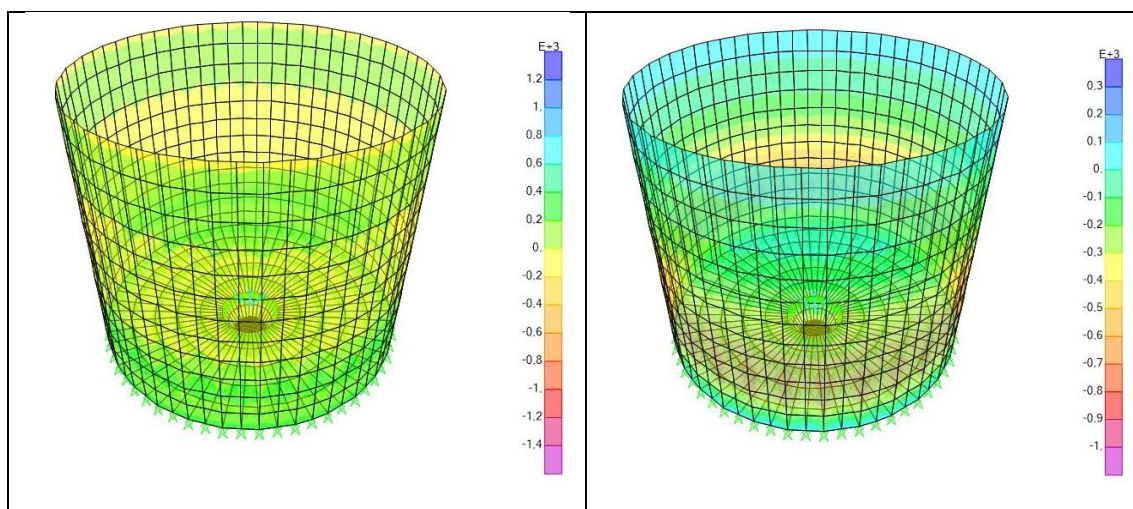


Figura 17 – Diagrama de tensões S22 (esquerda) e S11 (direita)

Na figura 18, está representada a deformada da estrutura para a situação de tanque vazio. Através da deformada, conclui-se que para a análise de deformações e abertura de fendas a parte da parede junto à laje térrea será a zona mais danificada. Esta parte torna-se ainda mais importante quando se trata de obras com um período de vida útil pelo menos de 30 anos.

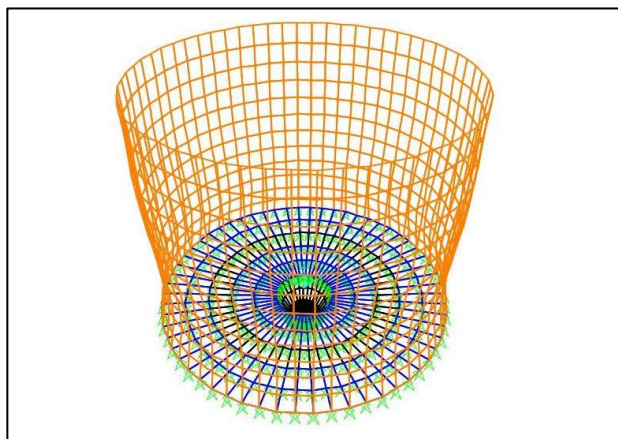


Figura 18 – Deformada estrutural do espessador gravítico

2.5.3 Decantador secundário

O decantador secundário é também um tanque de betão armado enterrado e serve essencialmente para o processo de sedimentação, isto é, separação do material sólido do líquido que não foi removido no decantador primário. Estas lamas secundárias são compostas essencialmente por matéria solúvel e o seu processo de agregação e sedimentação é por vezes acelerado através de agentes químicos para o efeito [7].

Os elementos de conceção foram disponibilizados por uma empresa parceira ao concurso da ETAR, a qual ficou responsável pelo dimensionamento geométrico, mecânico e hidráulico destes órgãos, como mostram as figuras 19 e 20.

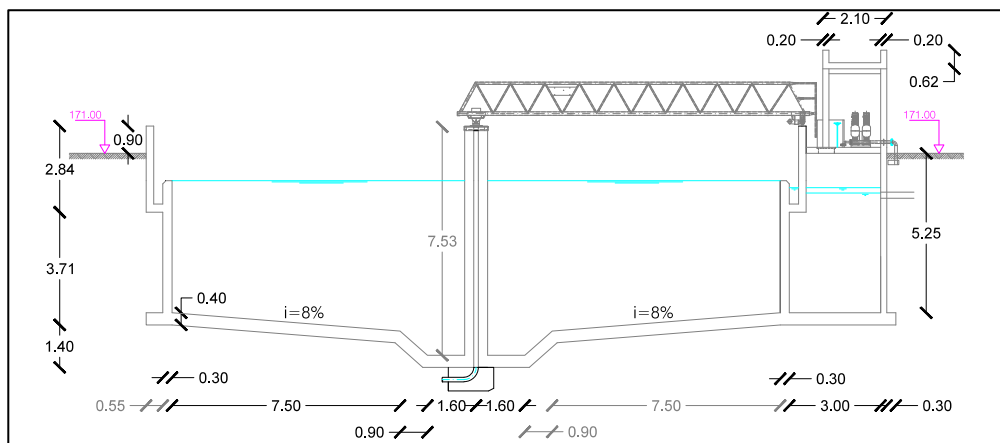


Figura 19 – Corte do decantador secundário

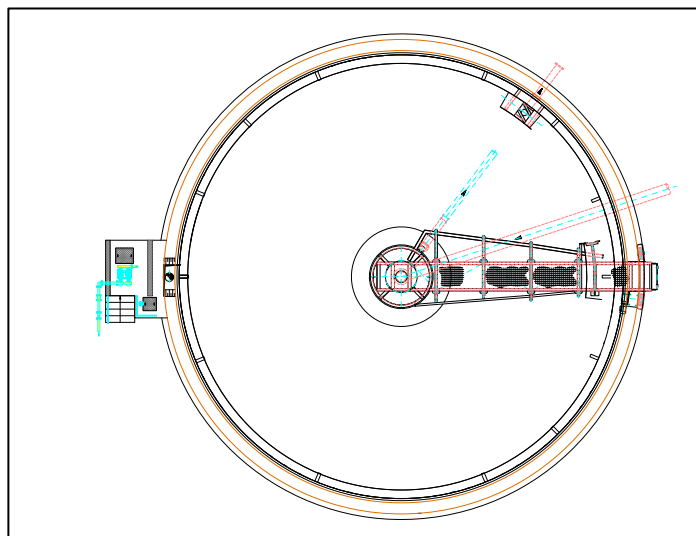


Figura 20 – Planta do decantador secundário

2.5.3.1 Materiais utilizados

Os materiais previstos na execução dos elementos estruturais foram:

Regularização de fundações e outros elementos relacionados:

- C12/15

Elementos estruturais em betão armado em contato com o efluente:

- C35/45
- Aço A400NR

Para a execução das argamassas e betões, foi utilizado o Regulamento de Betões de Ligantes Hidráulicos.

2.5.3.2 Modelação

A modelação do decantador secundário foi feita no programa de cálculo automático *SAP2000*, e seguiu a mesma configuração do espessador de lamas. Trata-se de um tanque enterrado circular, como foi anteriormente referido e replicou-se, uma cunha, tantas vezes quanto necessário até se atingir a forma circular pretendida.

Tal como no espessador, a situação tanque cheio e tanque vazio foi considerada faseadamente. Trata-se de dois dispositivos com função semelhante, mas com dimensões distintas. Também neste caso a situação do tanque vazio é a mais desfavorável pelas mesmas razões já apresentadas. Na figura 21 está representado o modelo de cálculo realizado.

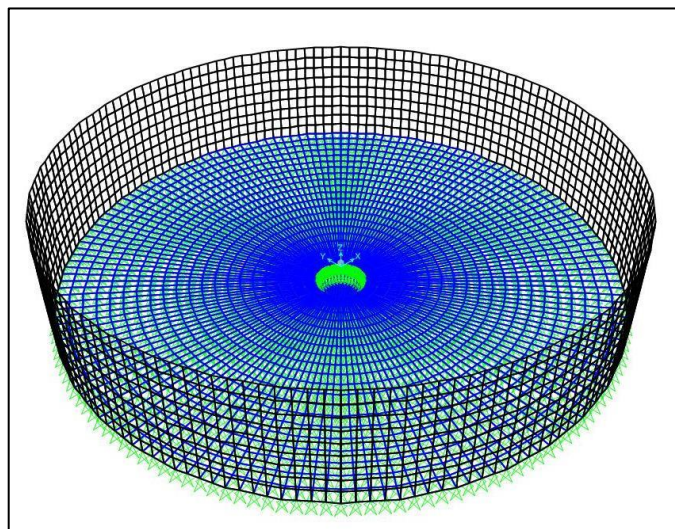


Figura 21 – Modelo tridimensional do decantador secundário

Como se trata do mesmo tipo de terreno, a grandeza dos impulsos apenas dependem da altura da superfície das paredes resistentes.

Tabela 7 – Tabela de ações no decantador secundário

Ações	
Peso volúmico do betão (kN/m^3)	25,0
H (m)	5,00
Impulso ativo (kN/m)	92,10

As secções inseridas no modelo de cálculo estão definidas na tabela 8.

Tabela 8 – Tabela de secções dos elementos estruturais no decantador secundário

Secção	
Laje de fundo (m)	0,40
Paredes resistentes (m)	0,30

2.5.3.3 Resultados

Seguindo a mesma linha de raciocínio aplicada ao espessador, considera-se esta solução como sendo a mais apropriada ao tipo de construção a ser executada, devido às ações que estão aplicadas na estrutura.

Na figura 22 apresenta-se o diagrama de tensões nas paredes resistentes e na laje de fundo. Estes diagramas vão permitir definir a área de aço necessária a colocar em cada secção dos

elementos estruturais de forma a garantir a verificação dos estados limites últimos pretendidos para dimensionamento.

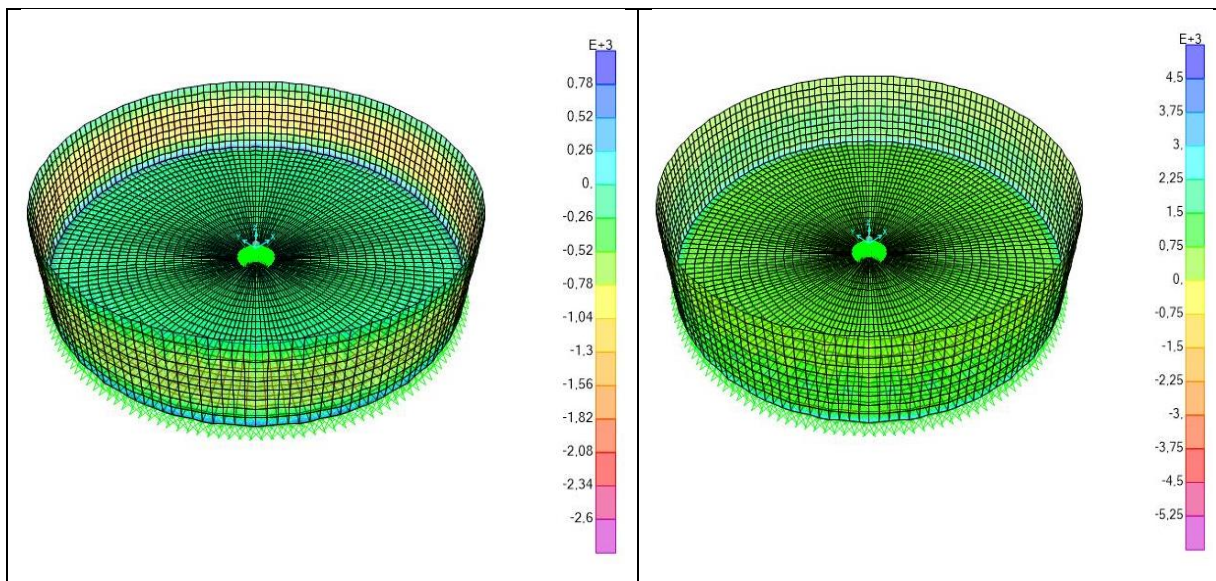


Figura 22 – Diagrama de tensões S11 (esquerda) e S22 (direita)

Na figura 23, está representada a deformada da estrutura para a situação de tanque vazio. Através da deformada, parte-se para a análise prévia de deformações. Tal como no espessador, trata-se de uma obra com período de vida considerável de tal forma que esta parte é de especial destaque em execução/concepção.

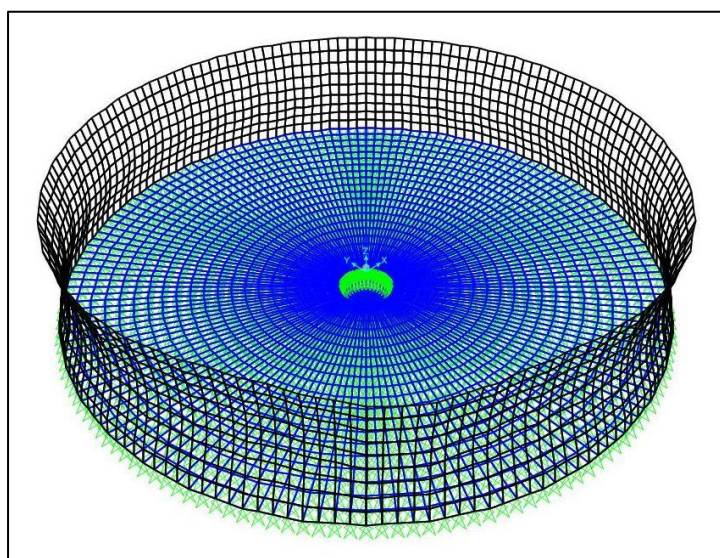


Figura 23 – Deformada estrutural do decantador secundário

2.5.4 Edifício de exploração

O edifício de exploração é um edifício destinado ao apoio técnico e comando das operações. A divisão de espaços interiores é feita por um total de 6 compartimentos dos quais, duas instalações sanitárias, oficina, sala do quadro elétrico, gabinete e laboratório.

Os elementos de arquitetura foram disponibilizados por uma empresa parceira ao concurso da ETAR, a qual ficou responsável pelo dimensionamento mecânico destes órgãos e respetiva geometria.

A estrutura deste edifício será do tipo reticulada, constituída por pilares e vigas em betão armado e a cobertura será executada em painel *sandwich* com isolamento térmico e inclinação para o alçado frontal, sendo utilizado teto falso em gesso cartonado em todos os espaços. Optou-se por escolher paredes com pano duplo em tijolo de alvenaria furado com 30 cm de espessura.

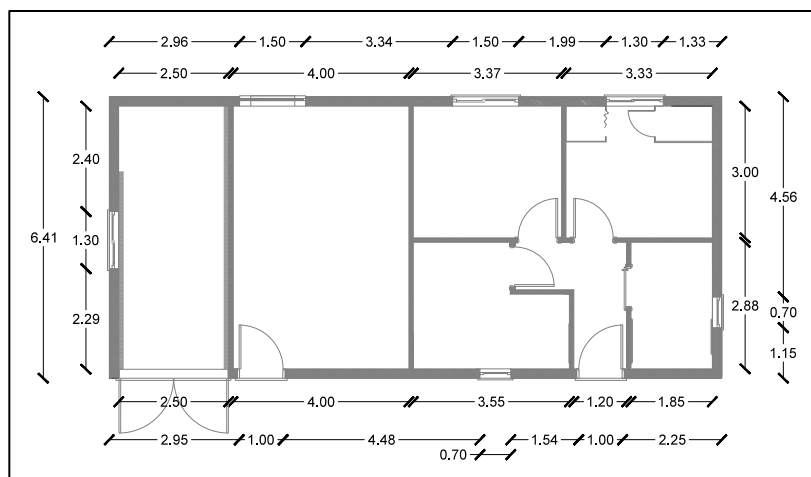


Figura 24 – Planta de rés-do-chão do edifício de exploração

Ao nível da cobertura e tal como o edifício dos compressores, foi adotada uma solução de cobertura composta por uma água com uma inclinação de 15% como demonstram as figuras 25, 26 e 27 da arquitetura disponibilizada.

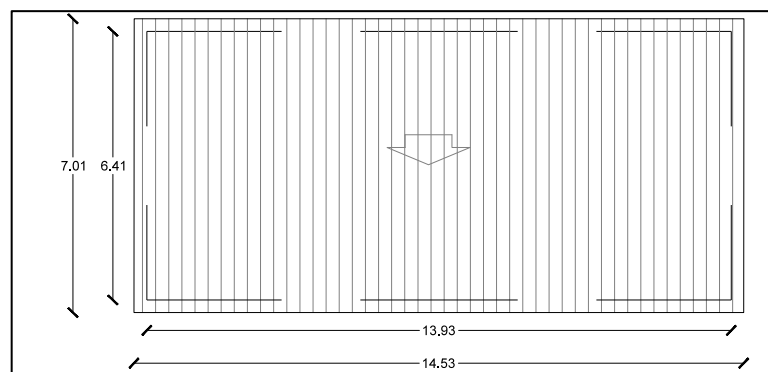


Figura 25 – Planta de cobertura do edifício de exploração

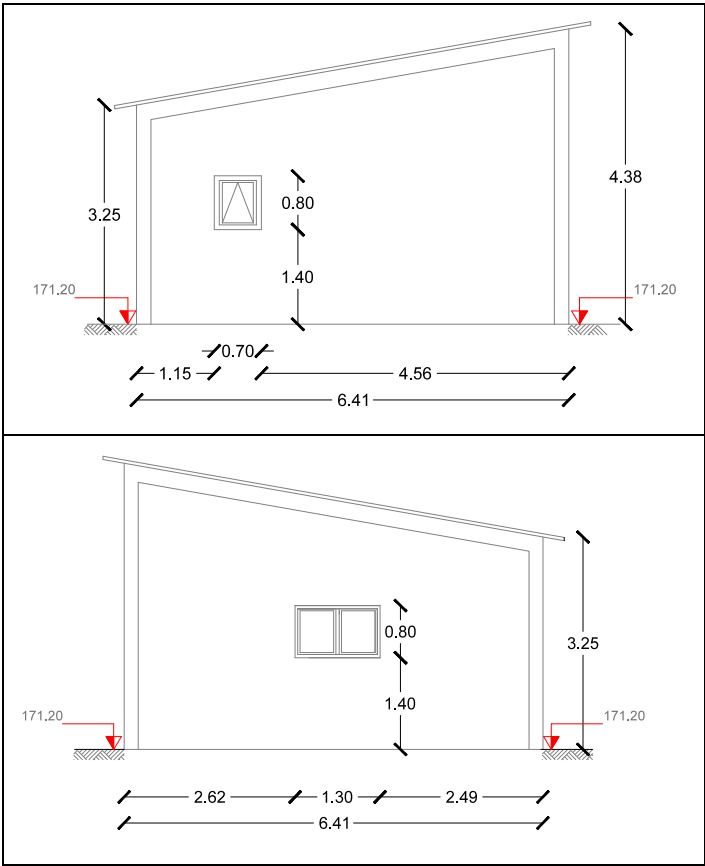


Figura 26 – Alçados lateral direito (acima) e esquerdo (abaixo)

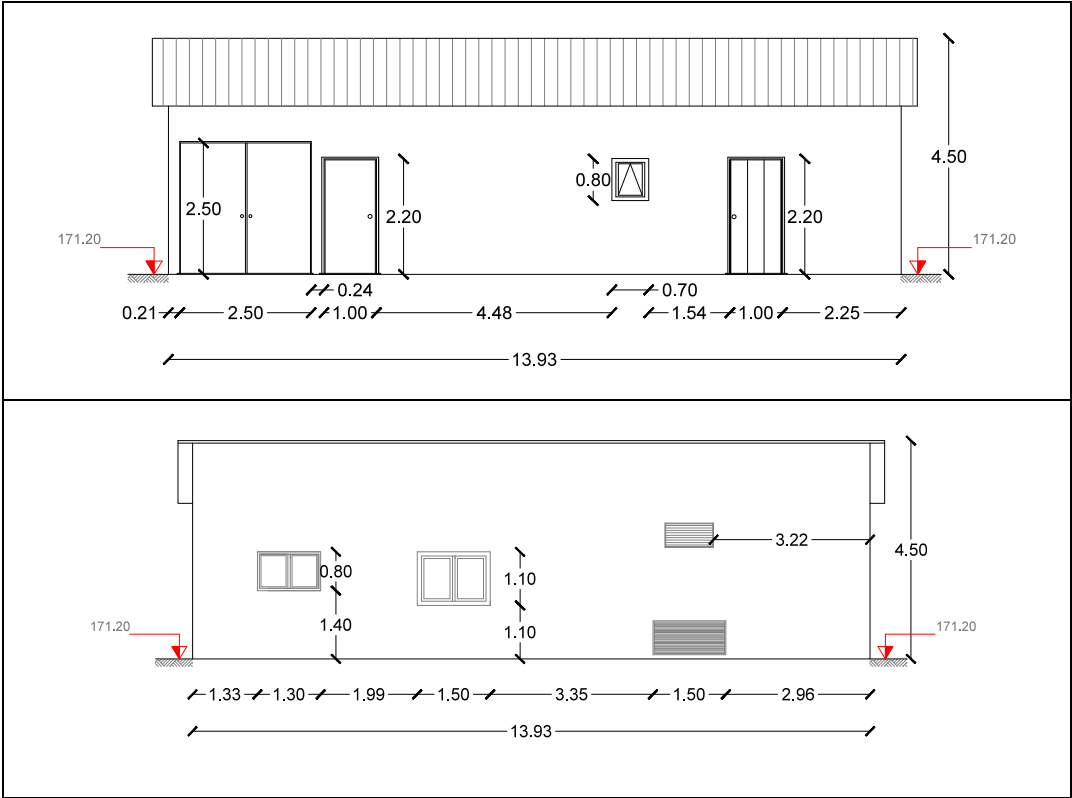


Figura 27 – Alçados da frente (acima) e posterior (baixo)

2.5.4.1 Materiais utilizados

Os materiais previstos na execução dos elementos estruturais foram:

Regularização de fundações e outros elementos relacionados:

- C12/15

Elementos estruturais em betão armado:

- C30/37
- Aço A400NR

Elementos estruturais de aço em perfil metálico:

- S275

Para a execução das argamassas e betões, foi utilizado o Regulamento de Betões de Ligantes Hidráulicos.

2.5.4.2 Modelação

Com as peças desenhadas fornecidas, foi definido um modelo de cálculo, com as condicionantes da arquitetura, que garantisse uma rácio entre funcionamento estrutural e consumo de material otimizado com secções identificadas na tabela 9.

Tabela 9 – Tabela de secções dos elementos estruturais do edifício de exploração

Secção	
Pilares de betão armado (m ²)	0,25x0,25
Vigas de betão armado(m ²)	0,25x0,35
Vigas lintel (m ²)	0,20x0,35
Laje (m)	0,35

De acordo com estas secções, foi modelada a estrutura em *SAP2000* como se pode observar na figura 28.

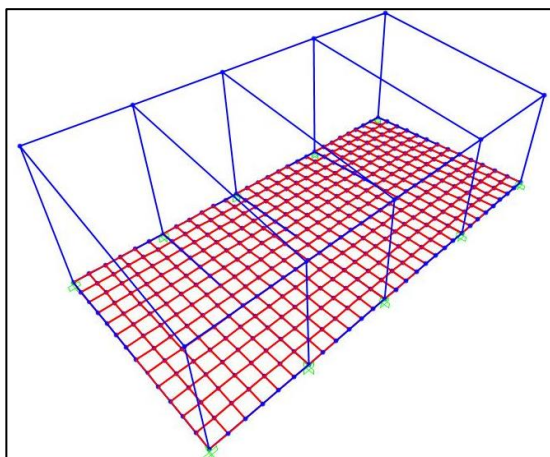


Figura 28 – Modelo tridimensional do edifício de exploração

As ações permanentes atuantes nesta estrutura são o peso próprio dos elementos estruturais e revestimentos que se encontram na tabela 10.

Tabela 10 – Tabela de ações permanentes no edifício de exploração

Ações permanentes		
Peso próprio	Peso volúmico do betão armado (kN/m^3)	25,0
	Paredes exteriores (kN/m^3)	1,20
	Painel <i>sandwich</i> (kN/m^2)	0,30

Foram contabilizadas as sobrecargas inerentes à cobertura e à laje de piso, de acordo com a tabela 11.

Tabela 11 – Tabela de sobrecargas no edifício de exploração

Sobrecargas	
Cobertura (kN/m^2)	2,0
Piso (kN/m^2)	5,0

2.5.4.3 Resultados

Com base no critério de análise previsto, é necessário verificar o estado limite último para dimensionamento e o estado limite de serviço, para tal, foi retirado do programa de cálculo automático o diagrama de tensões máximas, resultante dos esforços atuantes nos elementos, e apresentado na figura 29.

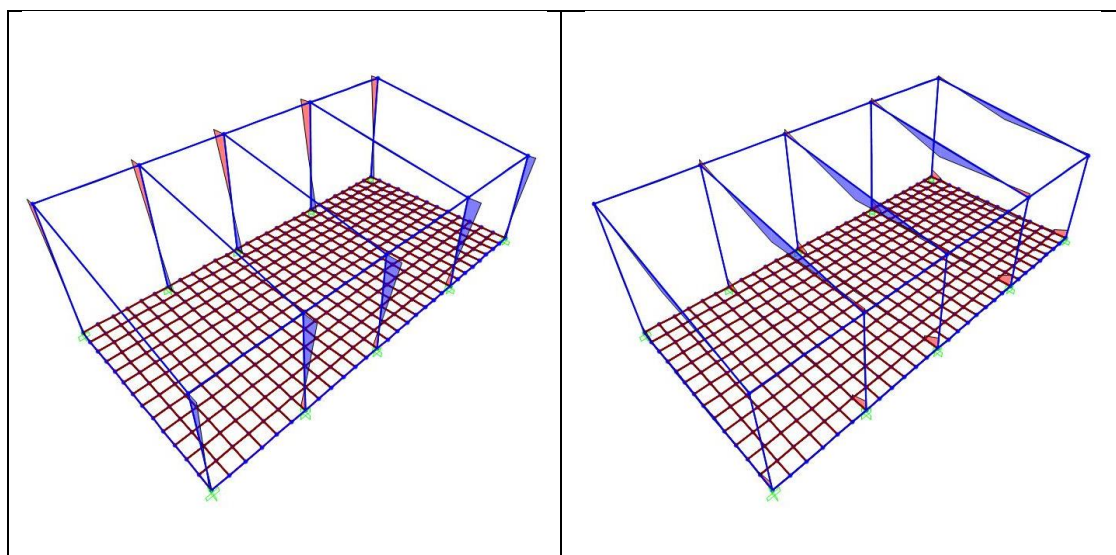


Figura 29 – Diagrama de momentos M22 (esquerda) e M33 (direita)

A verificação do estado limite de serviço foi feita através da análise da deformada da estrutura, apresentada na figura 30.

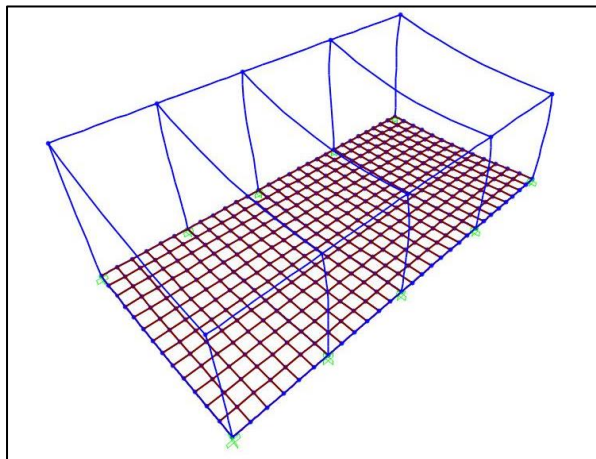


Figura 30 – Deformada estrutural do edifício de exploração

De realçar que, mais uma vez, a escala da deformada está bastante ampliada (50 vezes) para que se possa verificar os efeitos do carregamento na estrutura com maior detalhe.

Devido à quase simetria da estrutura e carregamento é quase imperceptível, por análise visual, perceber onde está a maior deformação indicando assim que esta é praticamente constante em todos os elementos que compõem a estrutura. Contudo, as vigas de cobertura apresentam uma maior deformação muito por causa do seu vão.

Por último, é necessário fazer a avaliação da tensão instalada na laje térrea, como tal, foi retirado do modelo de cálculo a tensão instalada nas duas direções de análise distintas.

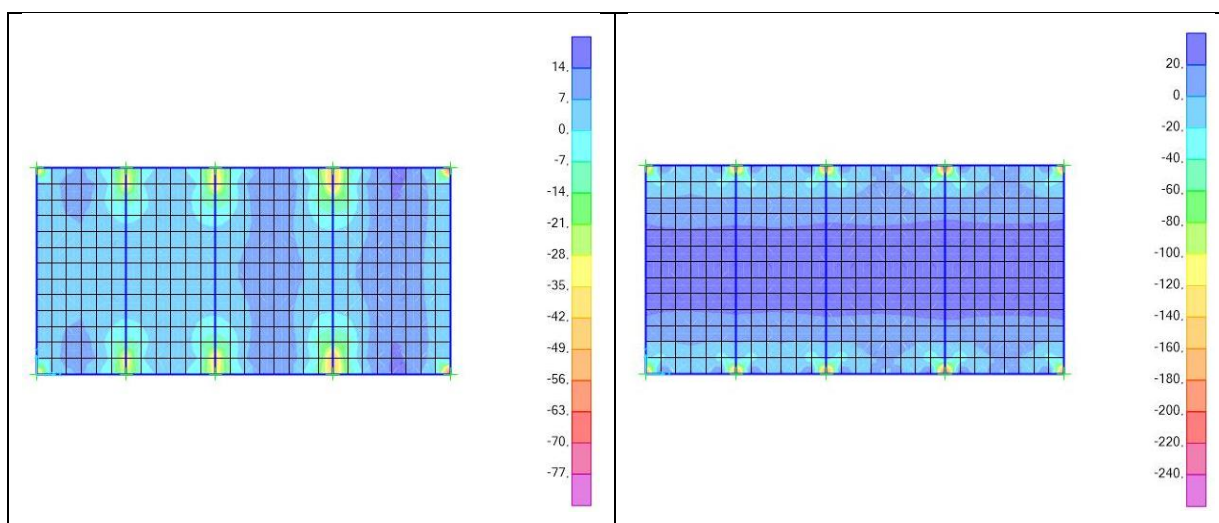


Figura 31 – Diagrama de momentos direção M22 (esquerda) e M11 (direita)

2.5.5 Edifício de desidratação de lamas

O edifício de desidratação de lamas é constituído por apenas um piso com um total de três compartimentos, sendo estes reservados respetivamente para produtos químicos, quadro elétrico e uma área de tratamento das águas de serviço e bombeamento das lamas para o silo.

No seguimento do raciocínio de dimensionamento adotado até aqui e nas mesmas premissas de simetria e simplicidade no sistema estrutural, foi adotada uma estrutura reticulada constituída por vigas e pilares assentes em sapatas de betão armado. Os paramentos de alvenaria são em tijolo furado com 30cm de espessura. A cobertura tem apenas uma água com inclinação para o alçado frontal e será constituída por painéis *sandwich*.

Também será colocada uma grua móvel para cargas e descargas e será dimensionada com uma carga última igual à do edifício dos compressores. Para suporte da viga de betão armado que dará apoio a esta grua, foi modelado um sistema de treliça composto por perfis metálicos HEB100.

Neste edifício é importante realçar que, na laje térrea existirá um pequeno tanque que servirá as funcionalidades específicas de utilização do espaço. Devido ao tamanho reduzido, este tanque foi embutido na laje e não careceu de dimensionamento específico.

Os elementos de arquitetura foram disponibilizados por uma empresa parceira ao concurso da ETAR, a qual ficou responsável pelo dimensionamento destes órgãos e respetiva geometria.

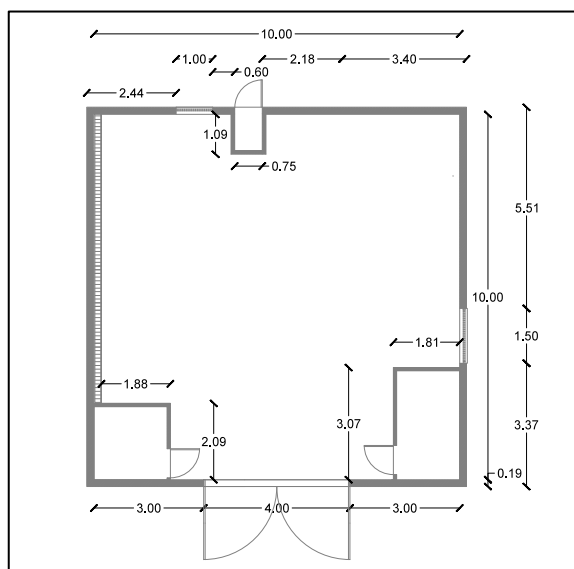


Figura 32 – Planta de rés-do-chão do edifício de desidratação de lamas

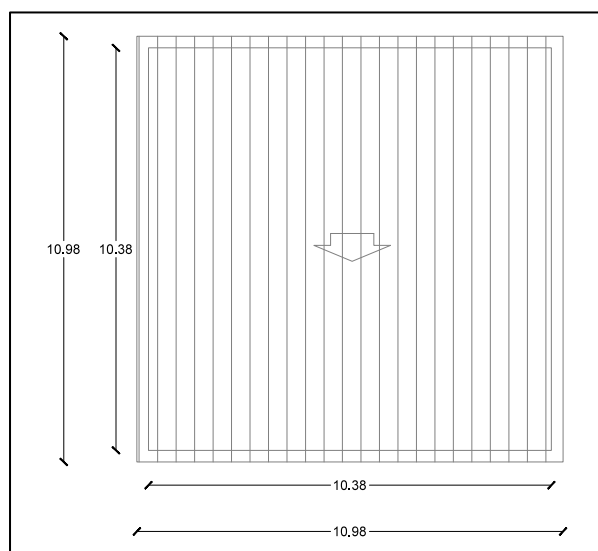


Figura 33 – Planta de cobertura do edifício de desidratação de lamas

A cobertura é de uma água e apresenta uma inclinação de 15%, como se pode constatar através das figuras 33 e 34.

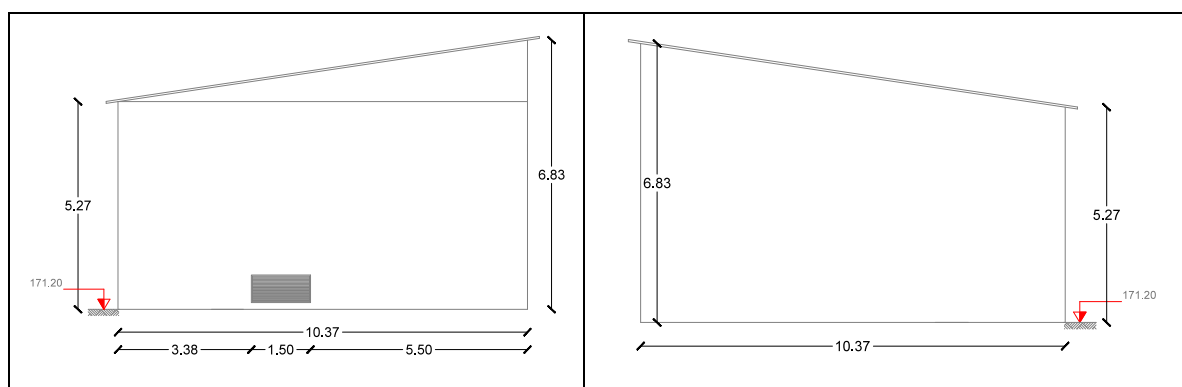


Figura 34 – Alçados lateral direito (esquerda) e esquerdo (esquerda)

As últimas configurações arquitectónicas podem-se observar nos alçados frontal e posterior, representados na figura 35.

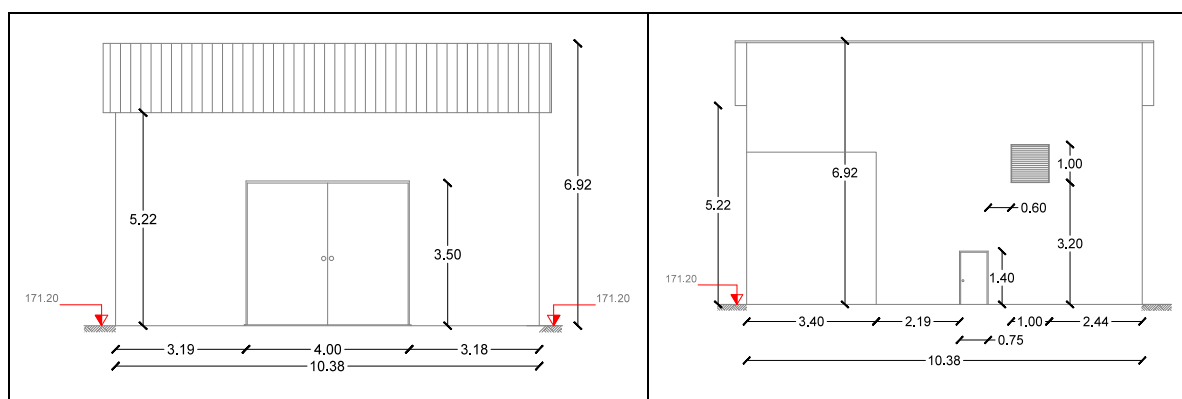


Figura 35 – Alçados frente (esquerda) e frontal (direita)

2.5.5.1 Materiais utilizados

Os materiais previstos na execução dos elementos estruturais foram:

Regularização de fundações e outros elementos relacionados:

- C12/15

Elementos estruturais em betão armado:

- C30/37
- Aço A400NR

Elementos estruturais de aço em perfil metálico:

- S275

Para a execução das argamassas e betões, foi utilizado o Regulamento de Betões de Ligantes Hidráulicos.

2.5.5.2 Modelação

Face às peças desenhadas de arquitetura representadas no capítulo anterior foi estudado uma solução estrutural adequada assente numa lógica de simplicidade e simetria, como já referido. O processo de dimensionamento dos elementos constituintes desta estrutura, seguiu o mesmo processo devidamente explicado no capítulo transato do edifício dos compressores. O modelo tridimensional inerente a esta estrutura está representado na figura 36.

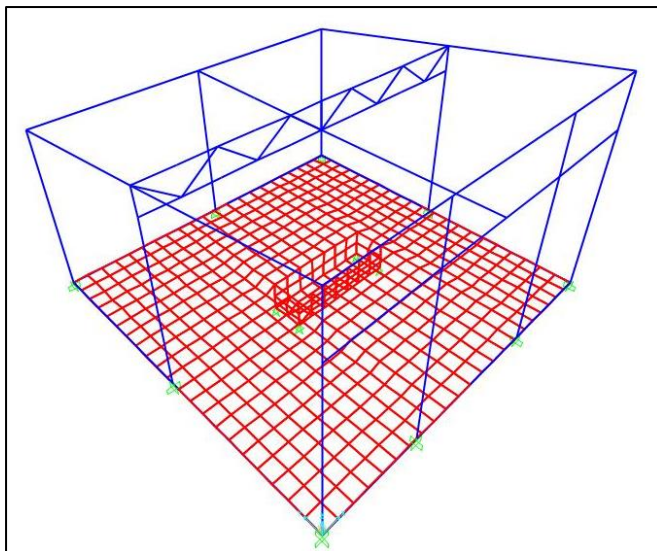


Figura 36 – Modelo tridimensional do edifício de desidratação de lamas

As secções consideradas no modelo de cálculo em questão e em todos os elementos estruturais constituintes, encontram-se na tabela 12.

Tabela 12 – Tabela de secções dos elementos estruturais do edifício de desidratação de lamas

Secção	
Pilares de betão armado (m ²)	0,30x0,30
Vigas de betão armado (m ²)	0,25x0,35
Viga em perfil metálico	HEB120
Laje (m)	0,35

As ações permanentes que foram inseridas no modelo de cálculo, encontram-se na tabela 13.

Tabela 13 – Tabela de ações permanentes do edifício de desidratação de lamas

Ações permanentes		
Peso próprio	Peso volúmico do betão armado (kN/m ³)	25,0
	Peso do perfil metálico por metro (kN/m)	0,104
	Paredes exteriores (kN/m ³)	2,30
	Painel <i>sandwich</i> (kN/m ²)	0,30

As sobrecargas consideradas no modelo de cálculo encontram-se por sua vez na tabela 14.

Tabela 14 – Tabela de sobrecargas do edifício de desidratação de lamas

Sobrecargas	
Cobertura (kN/m ²)	2,0
Piso (kN/m ²)	5,0

2.5.5.3 Resultados

Na lógica seguida até aqui, interessa verificar os estados limites últimos para dimensionamento e verificação de segurança bem como inspeção prévia de deformações e zonas de possível fendilhação.

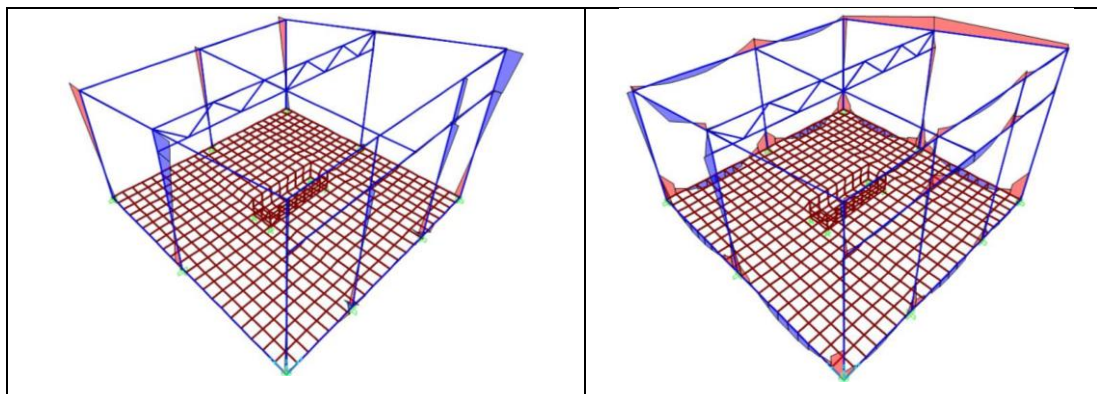


Figura 37 – Diagrama de momentos na direção M22 (esquerda) e M33 (direita)

Nesta ótica, foi retirado do programa de elementos finitos o diagrama de tensão nas duas direções distintas dos elementos estruturais, como se pode observar na figura 37.

Como podemos ver da figura 38, a treliça é perpendicular à viga de betão armado que serve de suporte à grua móvel. A treliça estará apenas sujeita a esforço axial, e o diagrama deste respetivo esforço interno encontra-se representado na figura 38.

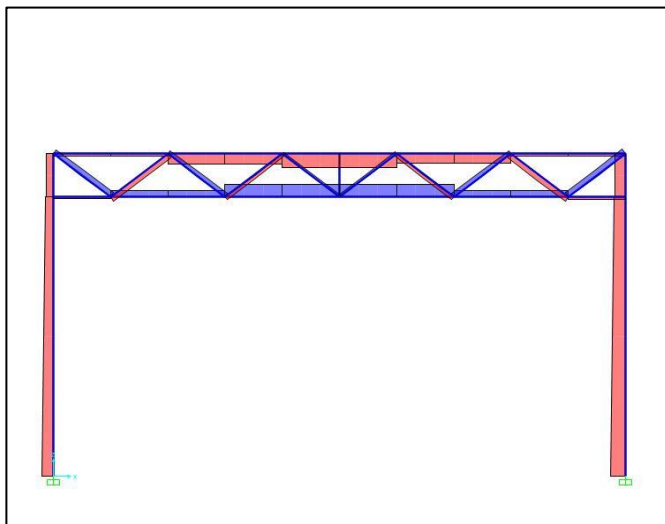


Figura 38 – Diagrama de esforço axial na treliça

Na figura 39 está representada a deformada da estrutura a uma escala bastante aumentada (50 vezes) para que se possa observar com maior detalhe os efeitos do carregamento nos elementos da estrutura.

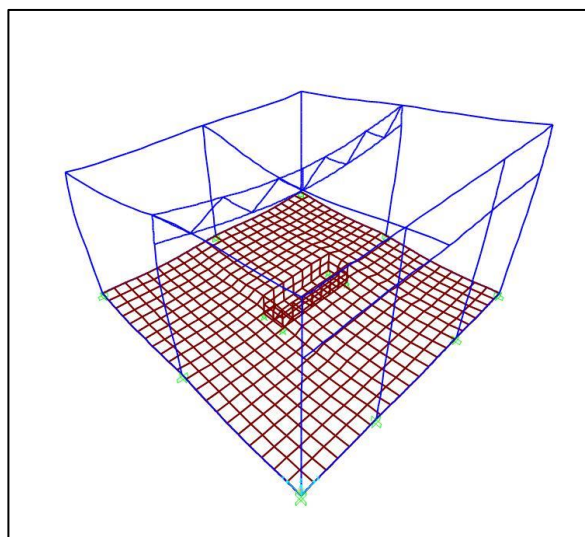


Figura 39 – Deformada estrutural do edifício de desidratação de lamas

Para dimensionamento de armaduras na laje, foi retirado os diagramas de tensões na laje em ambas as direções, diagramas esses representados na figura 40.

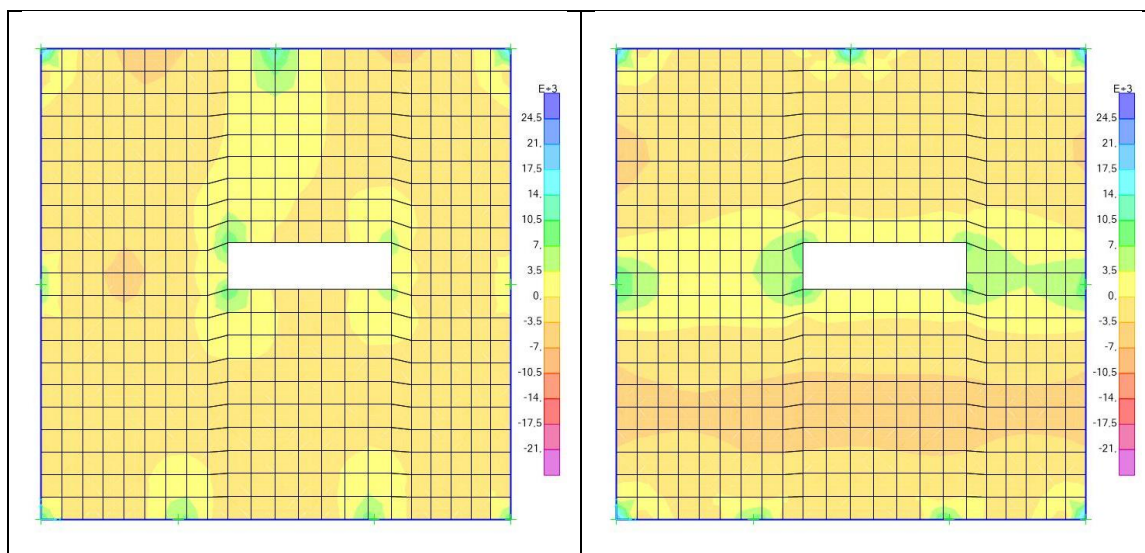


Figura 40 – Diagrama de momentos na laje térrea direção M22 (esquerda) e M11 (direita)

2.5.6 Edifício da obra de entrada

O edifício da obra de entrada é caracterizado pela implementação de uma estação de pré-tratamento da linha principal. Aqui será colocado uma unidade de tamisagem e canal de gradagem com a finalidade de se realizar tratamentos de tamisagem, desarenamento e desengorduramento [7].

Também está previsto a instalação de uma grua móvel para cargas e descargas com uma carga de dimensionamento igual à utilizada em todos os edifícios que esteja previsto este tipo de equipamento.

Os paramentos serão de alvenaria em tijolo furado, servindo de suporte ao revestimento e pintura, com 30cm de espessura total.

A cobertura de duas águas será de chapa metálica do tipo *sandwich* com 15% de inclinação para cada lado.

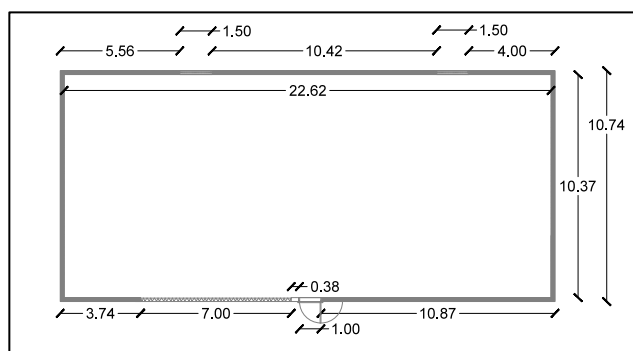


Figura 41 – Planta de rés-do-chão do edifício de obra de entrada

A cobertura é de duas águas para ambos alçados posterior e da frente já que estes são os alçados com maior comprimento longitudinal, como ilustram as figuras 42 e 43.

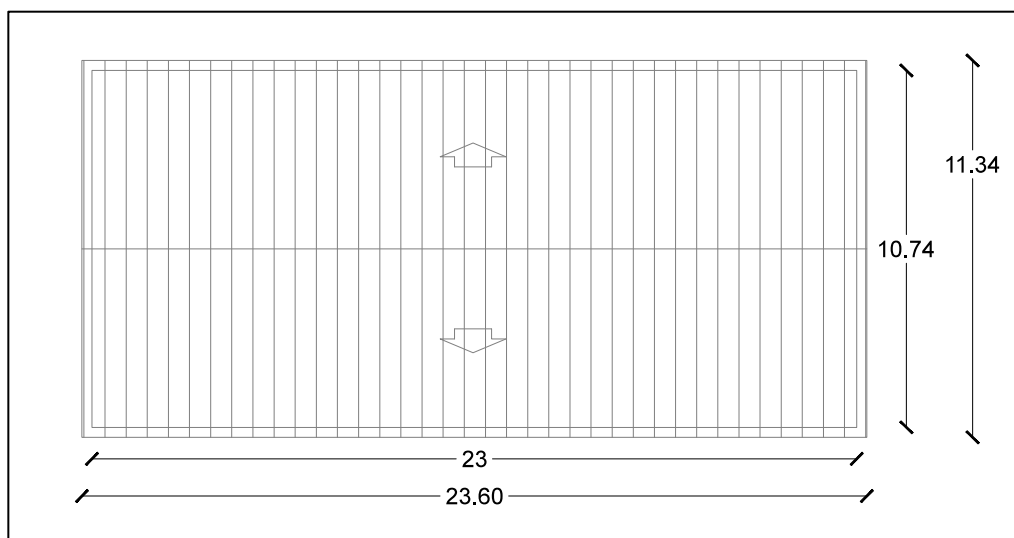


Figura 42 – Planta de cobertura do edifício de obra de entrada

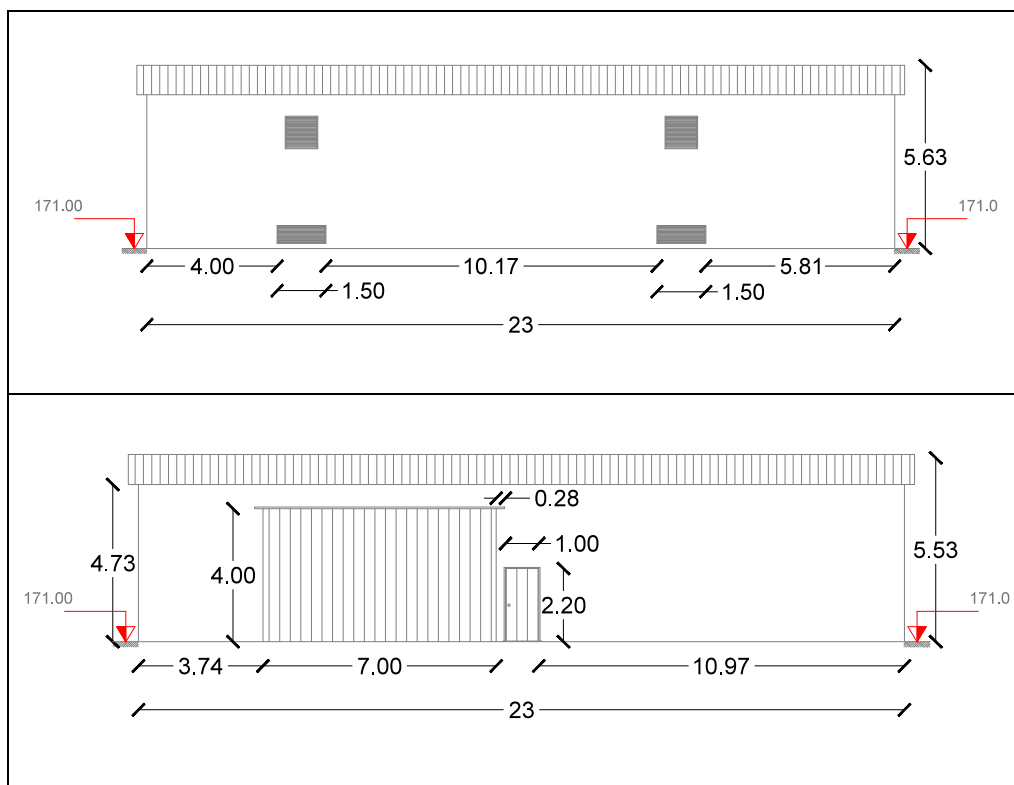


Figura 43 – Alçados posterior (acima) e frente (baixo)

No caso dos alçados lateral esquerdo e lateral direito, verifica-se uma simetria em relação aos mesmos, pelo que, para compreensão da configuração do modelo de cálculo apenas se vai apresentar um desenho de alçado na figura 44.

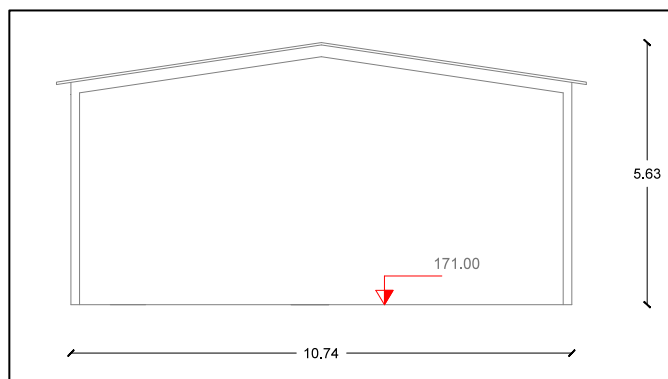


Figura 44 – Alçados laterais esquerdo e direito

2.5.6.1 Materiais utilizados

Os materiais previstos na execução dos elementos estruturais foram:

Regularização de fundações e outros elementos relacionados:

- C12/15

Elementos estruturais em betão armado:

- C30/37
- Aço A400NR

Elementos estruturais de aço em perfil metálico:

- S275

Para a execução das argamassas e betões, foi utilizado o Regulamento de Betões de Ligantes Hidráulicos.

2.5.6.2 Modelação

Com base nos modelos realizados até aqui, foi escolhida a melhor solução estrutural que garantisse as ideias defendidas pela equipa projetista, seguindo os mesmos processos no dimensionamento e caracterização das cargas atuantes no sistema estrutural.

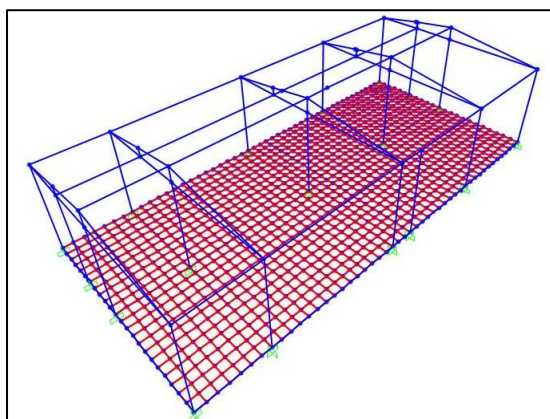


Figura 45 – Modelo tridimensional do edifício da obra de entrada

Desta forma, foi construído o modelo tridimensional mais apropriado ao tipo e utilização do edifício, segundo as peças desenhadas fornecidas, como mostra a figura 45.

As secções definidas no modelo de cálculo apresentam-se na tabela 15.

Tabela 15 – Tabela de secções dos elementos estruturais do edifício da obra de entrada

Secção	
Pilares betão armado (m ²)	0,30x0,30
	0,25x0,25
	0,25x0,40
Vigas de betão armado (m ²)	0,25x0,35
Viga em perfil metálico	HEB160
Laje (m)	0,35

As ações permanentes consideradas na modelação da estrutura encontram-se na tabela 16.

Tabela 16 – Tabela de ações permanentes do edifício da obra de entrada

Ações permanentes		
Peso próprio	Peso volúmico do betão armado (kN/m ³)	25,0
	Peso do perfil metálico por metro (kN/m)	0,426
	Paredes exteriores (kN/m ³)	2,30
	Painel <i>sandwich</i>	0,30

As sobrecargas consideradas encontram-se por sua vez na tabela 17.

Tabela 17 – Tabela de sobrecargas do edifício da obra de entrada

Sobrecargas	
Cobertura (kN/m ²)	2,000
Piso (kN/m ²)	5,000

2.5.6.3 Resultados

Com os mesmos objetivos referidos até aqui na ótica de dimensionamento e verificação de segurança para as combinações de ações, foi retirado do programa de cálculo automático o diagrama de tensões nos elementos, que está representado na figura 46.

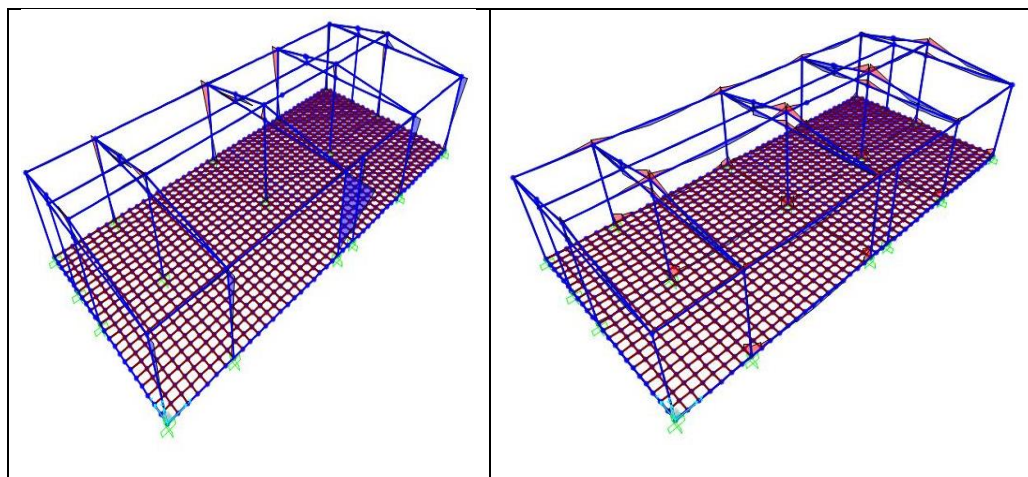


Figura 46 – Diagrama de momentos na direção M22 (esquerda) e M33 (direita)

Na figura 47 está representada a deformada da estrutura a uma escala bastante aumentada (50 vezes) para que se possa observar com maior detalhe os efeitos do carregamento nos elementos da estrutura.

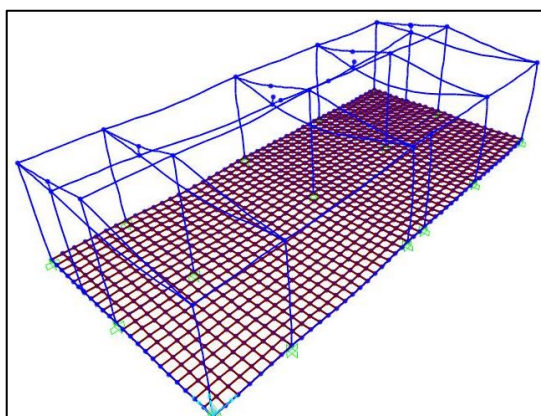


Figura 47 – Deformada estrutural do edifício da obra de entrada

Para dimensionamento de armaduras na laje, foi retirado os diagramas de tensões na laje em ambas as direções, diagramas esses representados na figura 55.

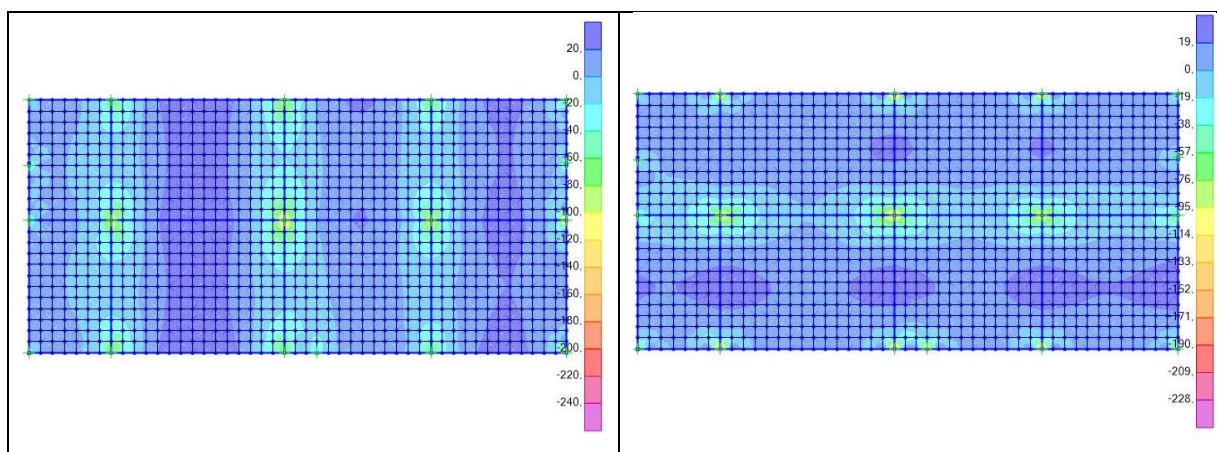


Figura 48 – Diagrama de momentos na laje térrea na direção M22 (esquerda) e M11 (direita)

Na figura 49 está representado o diagrama de momentos na viga metálica retirado do programa de cálculo e onde podemos observar o momento máximo bem como o esforço transversal no perfil.

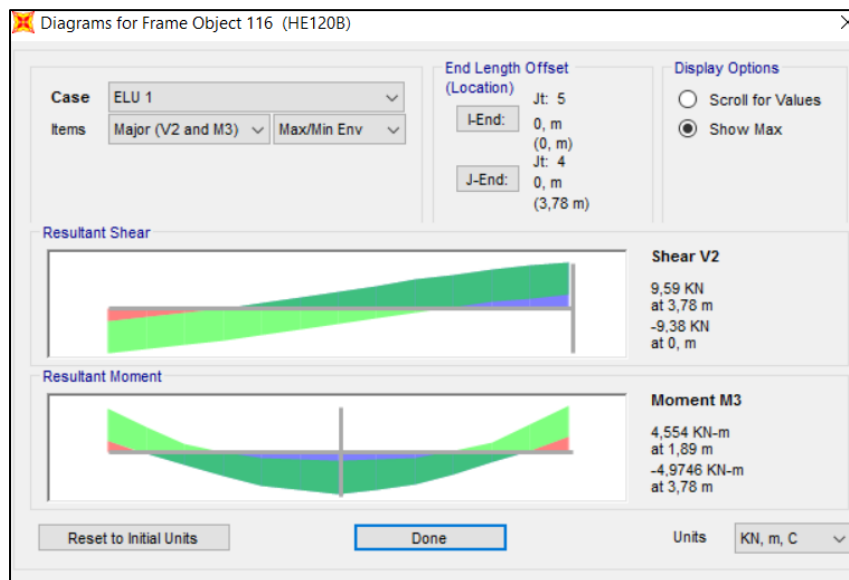


Figura 49 – Diagrama de momentos da viga metálica do edifício da obra de entrada

CAPÍTULO 3

DIMENSIONAMENTO DE ARMADURAS EM PONTE DE BETÃO ARMADO.

CAPÍTULO 3 – Dimensionamento de armaduras em ponte de betão armado

3.1 – Conceito de ponte como obra de arte

3.1.1 – Definição

3.1.2 – Processo evolutivo

3.1.3 – Componentes estruturais

3.1.4 – Escolha de materiais e tipologia estrutural

3.2 – Aplicação

3.2.1 – Enquadramento de trabalhos

3.2.2 – Localização e solução arquitetónica

3.2.3 – Solução estrutural adotada

3.2.4 – Materiais utilizados

3.2.5 – Ações e combinações de ações

3.2.6 – Modelação da ponte em *SAP2000*.

3.3 – Resultados da análise estrutural para estados limite último. Dimensionamento de armaduras principais

3.3.1 – Vigas-parede

3.3.2 – Pilares

3.3.3 – Travessas

3.3.4 – Tabuleiro

3.3.5 – Disposições construtivas

3.4 – Resultados da análise estrutural para estados limites de serviço. Verificação da deformação e fendilhação e análise de tensões nas secções

3.4.1 – Travessas

3.4.2 – Pilares

3.4.3 – Viga-parede

3.4.4 – Tabuleiro

3.5 – Conclusões e análises críticas

3.6 – Esquemas construtivos

3.6.1 – Pilares

3.6.2 – Travessas

3.6.3 – Ligações Travessa-pilar

3.6.4 – Viga-parede

3.6.5 – Tabuleiro

3 DIMENSIONAMENTO DE ARMADURAS EM PONTE DE BETÃO ARMADO

Resumo: Este capítulo retrata o trabalho efetuado no dimensionamento de armadura em ponte. O objetivo da equipa projetista é partir de várias soluções e com isso tomar decisão relativamente ao tipo de ponte que mais se adequar. O trabalho realizado passa por retirar esforços de um modelo de ponte em arco de betão, já realizado por um anterior estagiário, e com isso dimensionar armaduras principais, verificando a segurança aos estados limite último e de serviço, garantindo que as secções estão bem dimensionadas e não existe nenhum tipo de problema relativamente à deformação e fendilhação da mesma, que possa afetar a solução global.

3.1 Conceito de ponte como obra de arte

3.1.1 Definição

Uma ponte é uma solução construtiva com o objetivo de proporcionar aos utentes acessos sobre determinados obstáculos, como rios ou estradas, ligando dois pontos distintos.[8]

Este tipo de obras de arte pressupõem um grande impacto na sociedade civil, na medida que, permitem a passagem de um grande fluxo de pessoas e serviços e, nesse aspeto facilita o processo evolutivo da própria sociedade, causando um impacto paisagístico tanto maior quanto a envergadura da mesma [8].

Desde sempre que o Homem procura evoluir em todos os aspetos possíveis, quebrando barreiras e obstáculos que no passado e num plano futuro pareciam impossíveis. Nessa medida há uma grande evolução no processo construtivo de pontes, evolução esta devida ao maior conhecimento dos materiais e soluções construtivas que se foram aperfeiçoando ao longo dos anos [9].

3.1.2 Processo evolutivo

Quando se trata de projetar uma ponte existem diversas variáveis que devem ser consideradas, tais como [10]:

- Condições impostas pelo tráfego;
- Dificuldades impostas pelo obstáculo a ultrapassar;
 - Perfil topográfico;
 - Resistência geotécnica dos terrenos;
- Tecnologia disponível;
- Escolha do material e utilização do mesmo no plano de comprimento do traçado.

Estas variáveis devem ser consideradas com diferentes pesos e medidas com a finalidade de conceber um projeto que cumpra os objetivos pretendidos, sendo eles de carácter estrutural e estético [11]:

- Deve ser segura no ponto de vista de utilização e tendo em conta o crescente nível de exigência ditado pela evolução da sociedade;
- Deve parecer segura para transmitir confiança aos seus utilizadores e majorar o processo evolutivo referido no ponto anterior;
- Deve inserir-se no ambiente envolvente de modo a constituir um ponto de referência e valorização da qualidade urbana e arquitectónica do local;
- Deve estar equilibrada e proporcional em todas as vertentes de utilização.

3.1.3 Componentes estruturais

São várias as componentes que na íntegra formam a ponte em si. Podem-se dividir em [11]:

- Superestrutura, que se refere ao tabuleiro de passagem ou ao conjunto de elementos que integram o tabuleiro (laje e vigas);
- Infraestrutura, que se refere as fundações;
- Mesoestrutura, que é constituída mais especificamente:
 - Encontros que têm como função suportar as ações transmitidas pelos tramos externos do tabuleiro e fazer a transição entre o mesmo e o terreno;
 - Aparelhos de apoio que podem ser organizados segundo as suas propriedades, isto é, material de constituição do aparelho e movimentos permitidos por cada um deles.
 - Pilares

Na página seguinte apresenta-se uma imagem representativa destes componentes estruturais e a sua inserção na estrutura propriamente dita.

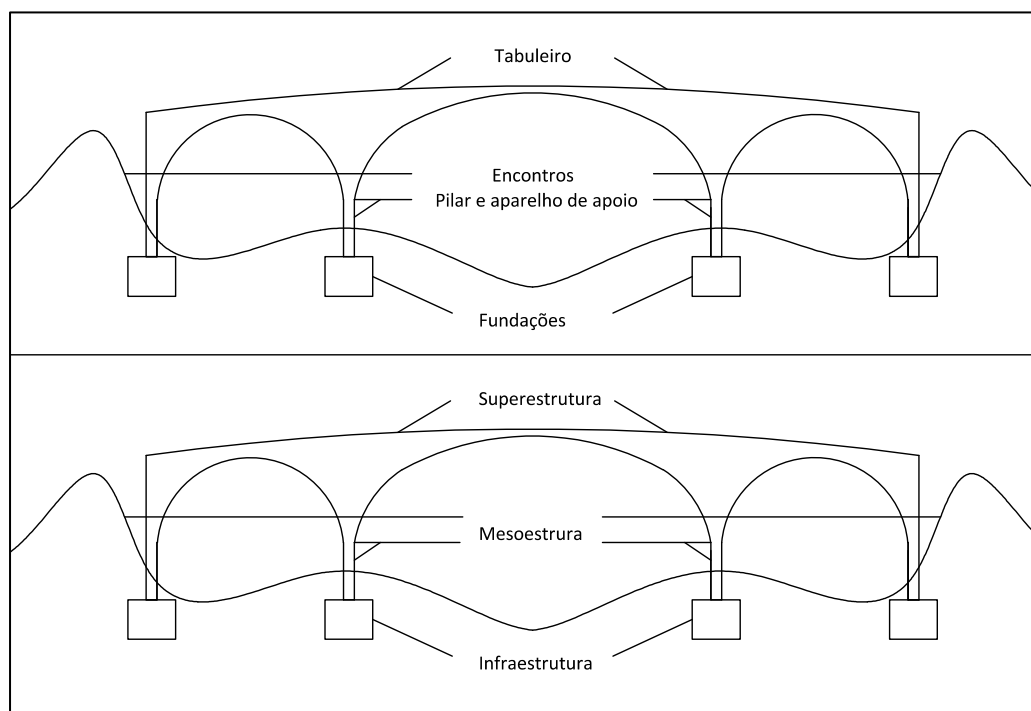


Figura 50 – Esquema representativo das componentes estruturais de pontes

3.1.4 Escolha de materiais e tipologia estrutural

Associado a um material está associado um virar de época, uma evolução inerente à vontade de superação do Homem. A escolha de um material representa uma alteração do processo construtivo que marcam de uma forma inequívoca a tipologia estrutural da ponte.

Os materiais mais utilizados ao longo da história foram a pedra, madeira, aço, betão e betão armado que junta as duas principais funções resistentes de cada um dos materiais quando há condições de aderência nos materiais [9].

Relativamente à tipologia estrutural existem sobretudo quatro variantes sendo elas a ponte póstico, ponte em arco, ponte suspensa e a ponte de tirantes. A escolha da tipologia depende obviamente do material escolhido e das restrições iniciais do projeto.

Neste caso, optou-se pela escolha de uma ponte em arco de betão com revestimentos em pedra por questões urbanísticas e inserção na paisagem, como se vai descrever mais sucintamente nos capítulos seguintes.

3.2 Aplicação

O conjunto turístico que se pretende implantar na zona de Mértola tem como objetivo obter uma classificação de quatro estrelas, segundo a Portaria nº465/2008 e será composto por:

- 6 aldeamentos turísticos;

- 1 hotel;
- Equipamento de uso comum;
- Equipamento de animação autónoma:
 - Campo de golfe de 18 buracos;
 - Centro de equitação;
 - Campo de ténis;
 - Centro de bowling.

O referido conjunto turístico foi projetado para 3000 camas em 605 unidades de alojamento, sendo que 2860 dessas camas serão distribuídas por unidades habitacionais localizadas nos aldeamentos turísticos e as restantes no hotel. Dentro dos aldeamentos turísticos pode-se encontrar tipologias diferentes de edifícios, das quais se podem destacar as moradias unifamiliares, moradias geminadas, moradias em banda e edifícios de apartamentos.

3.2.1 Enquadramento de trabalhos

Na sequência do planeamento realizado pela equipa de projeto, com vista ao projeto de execução de todas as especialidades do conjunto turístico, este relatório refere-se apenas à parte de estruturas, mais concretamente ao dimensionamento e disposições construtivas de duas pontes geometricamente iguais com um nível de utilização idêntico, condições de fundação também idêntico e conseqüentemente iguais sob ponto de vista estrutural.

Estas pontes serão modeladas e analisadas no *software* de cálculo automático *SAP2000*, respeitando as normas em vigor ao nível da quantificação e combinação de ações utilizando-se o EC0. De notar que o trabalho de análise estrutural foi previamente efetuado por outro estagiário, pelo que, se pretende não só verificar uma modelação e análise bem como o pré-dimensionamento dos elementos estruturais. Na parte realizada pelo estagiário Edgar Russo Pinto, foi feita uma modelação e carregamento da estrutura, procedendo-se á análise desses resultados. O que será feito no âmbito deste trabalho é a verificação do dimensionamento, cálculos e disposições construtivas das armaduras principais das pontes em questão, utilizando esses resultados.

Quando se trata do dimensionamento de uma ponte, entramos num dos campos mais complexos da engenharia civil pelo especificidade deste tipo de estruturas. Não existe no mundo duas pontes iguais, apesar de existirem pontes semelhantes, mas o desafio que se atravessa quando se projeta estas estruturas é que mudando uma variável na equação então muda-se completamente a exigência e resposta dos elementos estruturais para responder à solicitação. Desta forma, pretende-se que este trabalho sirva apenas de estudo a uma solução

específica e que no final do cálculo das armaduras principais para as secções projetadas, se esteja em condições de concluir quanto á otimização do modelo apontando considerações ao longo do trabalho que apoiem ou desfavoreçam a solução escolhida.

3.2.2 Localização e solução arquitectónica

Pretende-se implantar o empreendimento na freguesia de São Miguel do Pinheiro na Herdade do Cerro Alto, a norte da aldeia de Diogo Martins. A figura 10, mostra a localização do terreno na aplicação *Google Earth*.

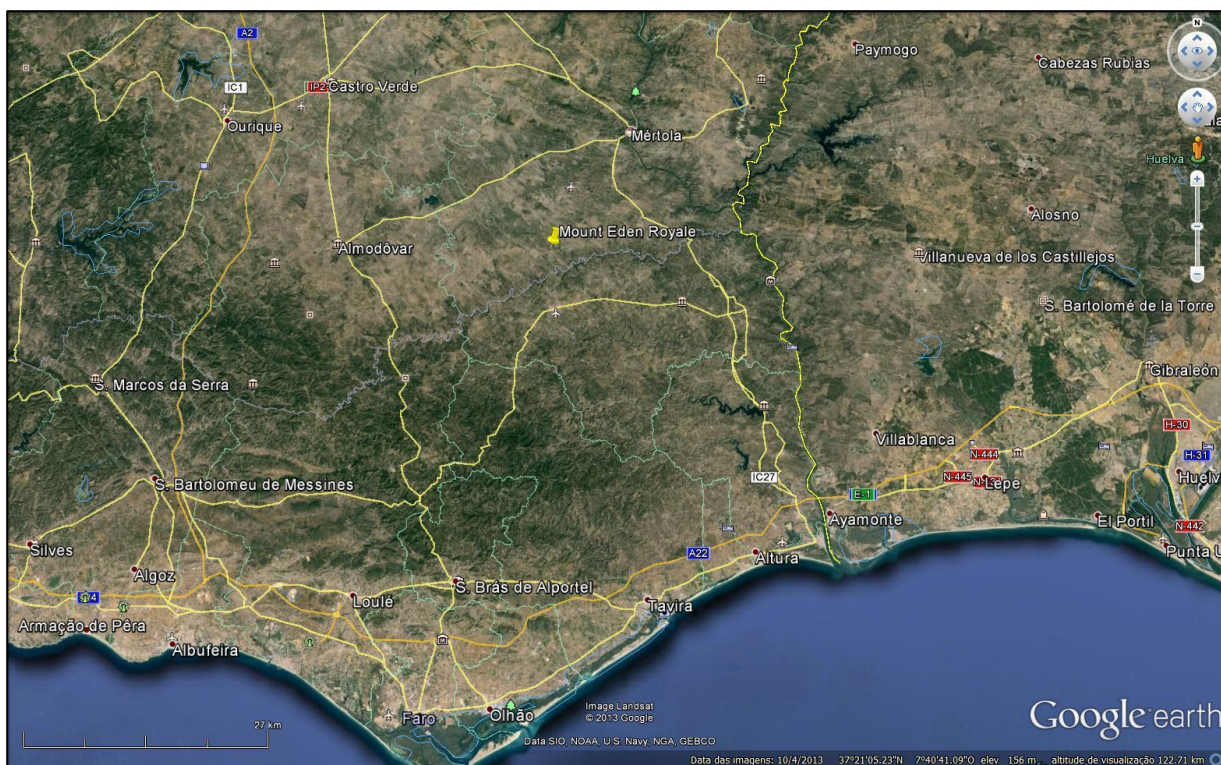


Figura 51 – Localização do terreno na aplicação Google Earth, Abril de 2013

Com base na figura 51, pode-se destacar que o principal acesso ao terreno é a estrada municipal EM506, que se localiza na extremidade sul do terreno afeto à execução da obra.

Pode-se também destacar que o terreno em questão encontra-se a cerca de 23km de distância a nordeste de Mértola, a 39km de distância a oeste de Almodôvar e 64km a sul de Castro Marim com uma via de boas condições, a IC27.

Conclui-se que é um terreno bastante perto do Algarve e de Espanha, pelo que, desfruta de uma posição privilegiada.

As coordenadas do terreno para consulta são:

37o 30' 18" N – 7o 46' 20" O.

Neste projeto pretende-se que a solução arquitectónica seja o mais simples e rústica possível, de forma a inserir-se na paisagem local, sem impactos visuais graves. Deve utilizar materiais que existam nas imediações como forma de revestimento ao material de construção adotado como forma de enquadramento com outras construções nos arredores e também deve primar pela funcionalidade e longevidade.

3.2.3 Solução estrutural adotada

Como já referido anteriormente, as pontes podem ter um impacto muito severo na paisagem local da região de implantação. Como tal, pensou-se numa solução pragmática que contribua para um bom enquadramento na paisagem local. Assim optou-se pela escolha de uma ponte em 3 arcos com tabuleiro abrangendo toda a extensão da ponte. Este tipo de ponte enquadra-se no ambiente rústico e natural inerente ao local. Esta ponte será realizada em betão armado que será depois revestido em xisto, uma rocha local muito abundante, permitindo assim o seu enquadramento.

Esta solução pensa-se ser a mais adequada não só pela sua inserção na paisagem, como também pela geometria, o obstáculo a ultrapassar e a solicitação que estará sujeita. Desta forma, consegue-se contrabalançar todos os fatores preponderantes na projeção de uma obra de arte num ambiente rústico que deverá representar esta zona de lazer.

3.2.4 Materiais utilizados

Para a escolha do betão a utilizar neste tipo de obra é preciso compreender a funcionalidade, exigência estrutural e o ambiente da mesma. Como tal, para fazer este estudo, optou-se por escolher um betão C30/37 com um recobrimento mecânico de 5cm para proteção e armaduras em todos os elementos estruturais. A classe de exposição do mesmo terá de responder às exigências anteriormente referidas, mas, para funções de estudo prévio e pré-dimensionamento irrelevante. As armaduras optou-se pela escolha do aço A500NR com uma classe de resistência S275.

3.2.5 Ações e combinações de ações

No modelo utilizado para dimensionamento de armaduras importa referir as ações que foram utilizadas na construção do mesmo e a forma como foram combinadas para justificar os esforços obtidos e a armadura obtida nos diversos elementos estruturais. Desta forma, além do peso próprio da estrutura foram também consideradas forças de arranque e frenagem, ações em guardas e passeios, variação de temperatura e a ação sísmica sendo esta última utilizada

como ação variável base. Todas estas ações foram quantificadas através do RSA à exceção do sismo que foi quantificado através do EC8-parte 2 [17].

As combinações de ações utilizadas para dimensionamento de armaduras devem contemplar o estado limite último e o estado limite de serviço, estando descritas na tabela 18 [12].

Tabela 18 – Tabela de combinações de ações utilizadas no modelo de cálculo tridimensional

Combinação SAP2000	Combinação de ação
ELU ação base sobrecarga	$1,35(G+RCP) + 1,5SC + 0,9T$
ELU ação base temperatura	$1,35(G+RCP) + 1,5T + 0,9SC$
ELU ação base sismo Tipo I direção x	$(G+RCP) + 1,5Ex + 0,6SC+0,3T$
ELU ação base sismo Tipo I direção y	$(G+RCP) + 1,5Ey + 0,6SC+0,3T$
ELU ação base sismo Tipo II direção x	$(G+RCP) + 1,5Ex + 0,6SC+0,3T$
ELU ação base sismo Tipo II direção y	$(G+RCP) + 1,5Ey + 0,6SC+0,3T$
ELS – Quase permanente - Ação base sobrecarga	$(G+RCP) + 0,2SC$
ELS – Frequentes - Ação base sobrecarga	$(G+RCP) + 0,6SC$
ELS - Raras	$(G+RCP) + SC + T + E$

3.2.6 Modelação da ponte em SAP2000

Após definidos todos os aspectos importantes a ter em conta num projeto desta natureza e envergadura, estão reunidas todas as condições necessárias à análise do modelo de cálculo que traduz todos esses aspectos. Na figura 52 podemos observar uma imagem do aspecto final pretendido após a definição dos materiais e tipologia estrutural da mesma.

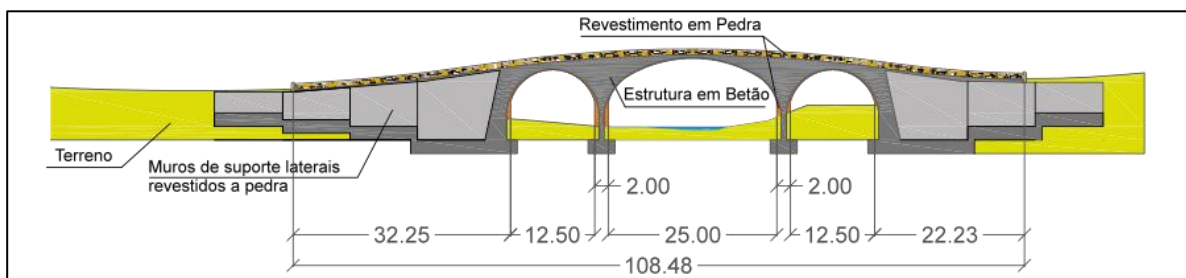


Figura 52 – Corte longitudinal vertical da ponte

Com a geometria escolhida, foi feito um modelo desta em *Autocad* e posteriormente procedeu-se á importação desse modelo para o *SAP2000*. A figura 53 ilustra o modelo da ponte em *Autocad* [12].

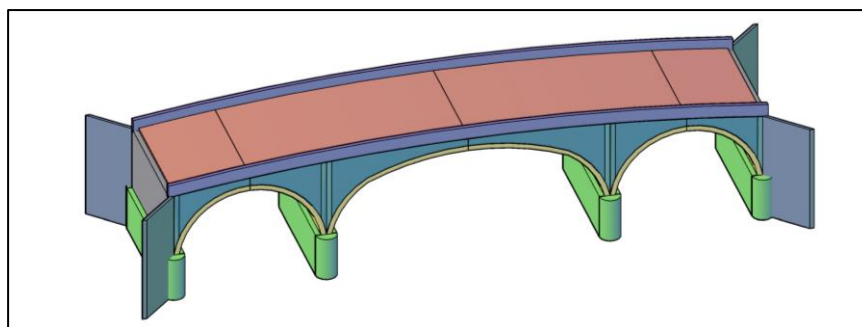


Figura 53 – Modelo tridimensional da ponte

Após a importação do modelo para *SAP2000*, obteve-se o modelo ilustrado na figura 54.

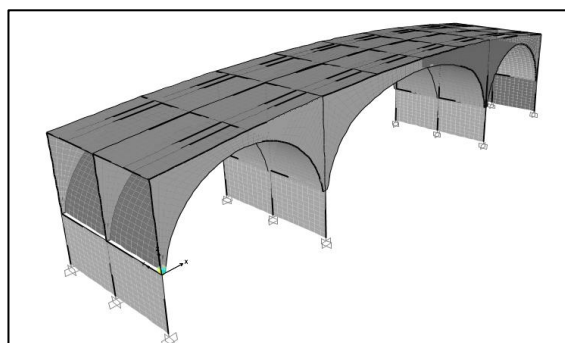


Figura 54 – Modelo tridimensional da ponte

Com o modelo de *SAP2000* obteve-se os esforços dos diversos elementos estruturais da ponte e assim reúne-se as condições necessárias para proceder ao dimensionamento de armaduras principais necessárias.

3.3 Resultados da análise estrutural para estados limite último.

Dimensionamento de armaduras principais.

3.3.1 Vigas-parede

As vigas-parede são elementos estruturais laminares, planos e verticais que trabalham essencialmente na direção do seu plano. No caso prático em questão, as vigas-paredes foram consideradas de forma a simular o arco de betão armado e resistir por sua vez ás ações específicas a que a ponte estará sujeita. Na figura 55 encontra-se representada a viga parede utilizada em ambas as extremidades laterais e central da ponte [13].

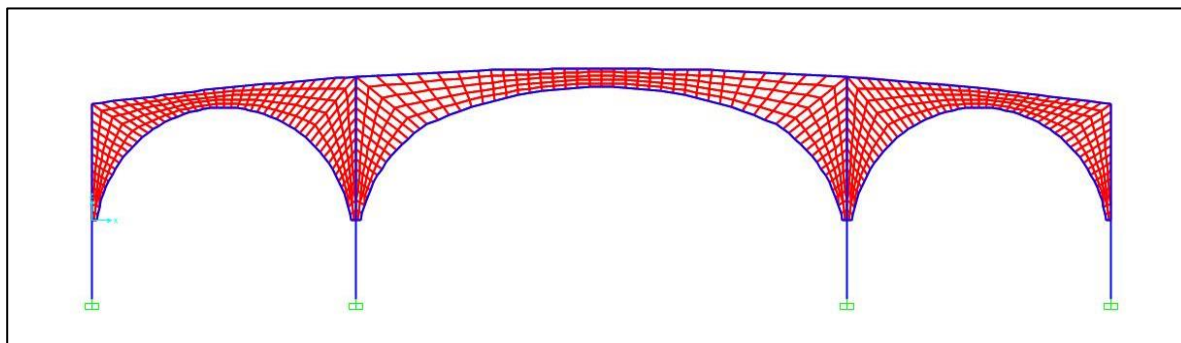


Figura 55 – Corte longitudinal no modelo de cálculo tridimensional que ilustra a viga-parede

Como se pode observar da figura 55, esta viga apresenta uma altura variável no seu comprimento longitudinal e também é constituída por 3 tramos, sendo que o central apresenta um vão de 27m e os tramos laterais 14,1m respetivamente.

Para dimensionar este tipo de elementos estruturais, foi seguida a metodologia apresentada no EC2 relativamente a vigas-paredes, no Anexo F do mesmo documento.

Antes de iniciar o dimensionamento foi preciso ter em consideração alguns aspetos importantes que permitem o correto dimensionamento e optimização, nesta situação em particular:

1. Como a altura é variável e o comprimento da ponte é grande, foram consideradas seccionamentos em faixas de cada tramo da ponte, sendo que cada tramo ocupa duas malhas com 0,5m longitudinais ao arco de betão até à extremidade;
2. Em cada seccionamento em particular foi calculada uma armadura máxima para cada ponto de tensão retirado do programa de cálculo;
3. Foi considerada uma armadura máxima para cada seccionamento;
4. Foram reforçadas todas as faixas cuja armadura calculada ultrapassa-se a armadura mínima considerada no EC2;
5. As duas vigas-paredes podem diferir ligeiramente em termos de esforços mas no geral podem ser consideradas simétricas em termos dos mesmos e em termos de armadura.

No fluxograma da figura 56 apresenta-se esquematizado o método de cálculo respeitando na íntegra as diretivas estipuladas pelo EC2 [14].

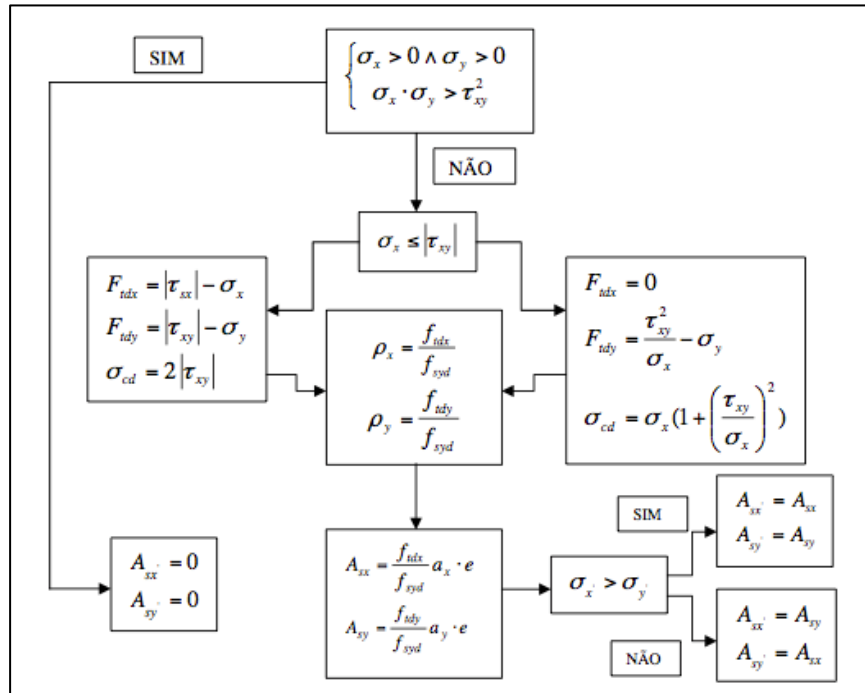


Figura 56 – Fluxograma para cálculo de armaduras

Com as áreas de armadura calculadas e sabendo de antemão que o EC2 impõe uma área mínima em cada face da viga-parede de 1,5cm²/m ou uma percentagem de 0,1% da área bruta da secção torna-se essencial à conclusão da tarefa definir o reforço a utilizar em cada zona crítica. Para tal foram definidas as seguintes disposições construtivas:

1. A malha será sempre ortogonal, independentemente da necessidade de reforço de apenas uma direção;
2. Como as zonas a ser reforçadas não ocupam uma área muito significativa da ponte, o reforço utilizado será sempre o mesmo por uma questão de segurança, facilidade de execução e maior fiabilidade do sistema estrutural;
3. A armadura mínima é de Ø10//.20;
4. O reforço a ser utilizado é de Ø10//.20.

Na figura seguinte encontram-se representadas as zonas em que será necessário este procedimento.

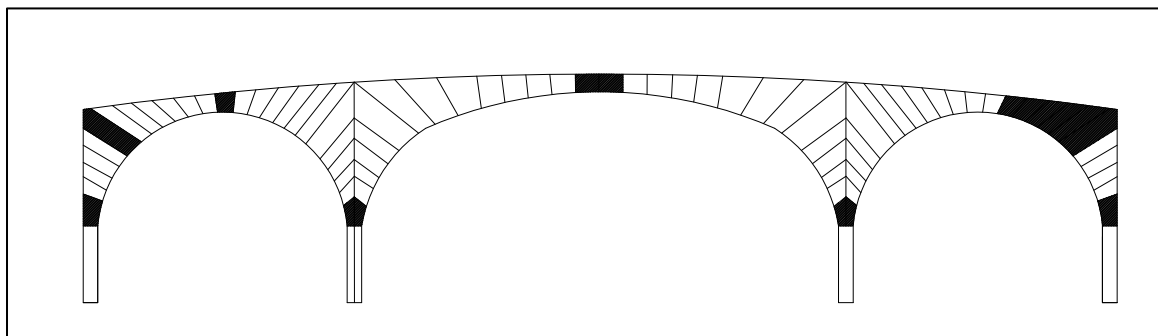


Figura 57 – Corte longitudinal com sinalização da necessidade de reforço por faixa

3.3.2 Pilares

Os pilares são elementos estruturais que transmitem as solicitações da ponte às fundações, e que por sua vez descarregam no terreno envolvente. Para dimensionamento das armaduras nestes elementos foi tido em conta as seguintes situações:

1. O pilar apresenta uma altura de 4,4m desde a base até ao encontro com o arco de betão. Esta será a altura de dimensionamento da armadura do elemento;
2. O pilar está perfeitamente encastrado com a sapata para efeito de cálculo de encurvadura.

A metodologia de cálculo seguida para armaduras ordinárias encontra-se descrita no EC2 no capítulo 9.5. Também foi tido em conta a possibilidade de existência de efeitos de segunda ordem e de imperfeições geométricas que possam advir da fase de construção também previstos pelo EC2 nos capítulos 5.8 e 5.2 respetivamente.

Quando se trata de dimensionar armaduras de um pilar é preciso ter em conta a flexão desviada que normalmente existe. Esta flexão pode assumir grandezas, em termos de momento, que permitam dimensionar de forma separada a armadura em cada direção, ou então, não assumem esses valores e é necessário considerar a interação existente. Como tal, é fundamental considerar todas as combinações de ações pois por vezes uma combinação com menor grandeza em termos de valor de momento pode causar um maior dano e consequentemente uma maior armadura. Neste documento, apenas se pretende descrever o método de dimensionamento, os passos efetuados, condicionantes existentes e considerações tomadas, como tal, o processo será apenas descrito para uma combinação de ações. A combinação escolhida para este efeito é a combinação accidental de sismo apenas por ser fundamental garantir a sua verificação e provocar uma maior sobrecarga global na estrutura. A secção do pilar é de $1,0 \times 0,6 \text{ m}^2$, sendo que, 0,6m é no sentido de circulação do tráfego e apresenta um recobrimento mecânico de 5cm.

Os esforços foram retirados do programa de cálculo, sendo que estes se apresentam na tabela 19.

Tabela 19 – Tabela de esforços no pilar escolhido

Esforços					
L (m)	M _{xT} (kN/m)	M _{xB} (kN/m)	M _{yT} (kN/m)	M _{yB} (kN/m)	N (kN)
4,400	1012,590	1020,130	326,070	329,460	9520,000

O próximo passo será calcular o comprimento de encurvadura nas duas direções do elemento, para com isso calcular a esbelteza e a esbelteza limite do elemento. Com esses resultados já se pode concluir acerca da necessidade de se contabilizar os efeitos de segunda ordem e em que direção estes efeitos ocorrem. Este passo é fundamental para se chegar aos momentos de dimensionamento do pilar.

O pilar foi considerado como um elemento contraventado derivado à elevada rigidez da estrutura. Os cálculos do comprimento de encurvadura apresentam-se na tabela 20.

Tabela 20 - Cálculo do comprimento de encurvadura

Comprimento de encurvadura					
Direção	K1	K2	I pilar (m ⁴)	I vigas (m ⁴)	L0 (m)
x-x	4,210	0	0,050	0,033333	3,035
y-y	0,420	0	0,018	0,086400	2,681

Com o comprimento de encurvadura calculado na tabela 20, calcula-se de seguida a esbelteza do pilar nas duas direções, como mostra a tabela 21.

Tabela 21 – Verificação da esbelteza limite

Esbelteza limite										
Direção	i (m)	λ	M01 (kN/m)	M02 (kN/m)	A	B	C	n	λ lim	Ver.
x-x	0,289	10,5	1012,59	1020,13	0,7	1,1	0,7	0,793	12,10	O.K.
y-y	0,173	15,5	326,07	329,46	0,7	1,1	0,7	0,793	12,10	K.O.

Da análise da tabela 21 pode-se concluir que é necessário considerar o efeito de segunda ordem na direção y, de resto onde seria expectável de acontecer este fenómeno.

A marcha de cálculo prossegue com o cálculo da curvatura do elemento, como retrata a tabela 22.

Tabela 22 – Cálculo da encurvadura no pilar

Curvatura							
Direção	n_{bal}	n	n_u	K_r	K_ϕ	$1/r_0$	$1/r$
y-y	0,400	0,793	1,100	0,4381	1,000	0,004	0,002

Com o cálculo da curvatura reúne-se condições para calcular a excentricidade de segunda ordem e posteriormente o momento de segunda ordem necessários para o cálculo da armadura do pilar, como mostra a tabela 23.

Tabela 23 – Cálculo da excentricidade de segunda ordem e momento respetivo

Excentricidade e momento de segunda ordem				
Direção	c	L_0 (m)	e_2 (m)	M_2 (kN/m)
y-y	10	2,681	0,00128	12,19

Para chegar ao momento final de dimensionamento é preciso calcular os momentos adicionais por imperfeições geométricas, descritos na tabela 24.

Tabela 24 – Cálculo do momento por imperfeições geométricas do pilar

Momento devido a imperfeições geométricas								
Direção	e_0 (m)	θ_0	α_m	L (m)	α_h	θ_i	e_i (m)	M_i (kN/m)
x-x	0,033	0,005	1	4,400	0,9534	0,00477	0,0072	68,88
y-y	0,033	0,005	1	4,400	0,9534	0,00477	0,0064	60,83

Desta forma é possível obter os momentos de dimensionamento, considerando a estrutura contraventada, tem-se os momentos finais na tabela 25.

Tabela 25 – Momentos de dimensionamento

Momentos de dimensionamento		
Direção	M (kN/m)	N (kN)
x-x	1089,010	9520,000
y-y	402,480	9520,000

Como já referido na parte introdutória deste capítulo, é necessário verificar se é possível a análise independente das duas direções ou se de facto é necessário considerar a interação da flexão desviada. Na tabela 26 estão representados todos os cálculos efetuados a esse respeito.

Tabela 26 – Verificação da flexão desviada

Verificação da flexão desviada							
Direção	e_x (m)	e_y (m)	h_{eq} (m)	b_{eq} (m)	v	a	Verificação
x-x	0,040	0,110	0,600	1,000	0,721	1,535	K.O.
y-y	0,110	0,040	1,000	0,600	0,721	1,535	K.O.

Como não se verifica as condições impostas pelo EC2, tem que ser considerada a interação e com o fator de modificação que se encontra na tabela 26, representado pela letra “a”, fez-se a nova alteração aos momentos de dimensionamento descritos na tabela 27.

Tabela 27 – Momentos finais de dimensionamento

Momentos finais de dimensionamento		
Direção	M (kN/m)	N (kN)
x-x	3156,59	9520,00
y-y	1116,52	9520,00

O dimensionamento de armaduras foi feito com base no livro “Estruturas de betão, bases de cálculo” [15], para um $\beta=1$.

Tabela 28 – Dimensionamento da armadura

Dimensionamento da armadura								
Direção	μ	ν	ν_c	λ	β	ω	As/face (cm ²)	As escolhida (cm ²)
x-x	0,263	0,793	0,207	0,450	0,920	0,443	38,24	8Ø25
y-y	0,097	0,793	0,207	0,450	0,920	0,043	3,69	6Ø25

Uma situação interessante que evitaria considerar os efeitos de segunda ordem e assim facilitar o processo de cálculo, seria aumentar as secções de tal forma que não houvesse efeitos de segunda ordem a ser considerados. Neste caso, recorrendo às folhas de Excel utilizadas para este efeito e por processo iterativo, foram-se alterando as secções do pilar até se obter uma secção onde não fosse necessário considerar os efeitos de segunda ordem. Com o aumento da secção os esforços na mesma irão ser alteradas, mas como este cálculo é meramente indicativo de uma possível futura abordagem, foi arbitrado que os mesmos esforços iriam ser superiores em cerca de 10% dos restantes esforços. Com os novos esforços e para uma secção de 1x0,9 m², não haveria efeitos de segunda ordem no pilar. Se naquele pilar não haverá efeitos de segunda ordem, para os restantes há uma grande probabilidade de também não haver.

3.3.3 Travessas

As travessas são vigas retangulares que interligam os pilares e servem de apoio para as pré-lajes do tabuleiro. Para o dimensionamento das armaduras nestes elementos estruturais considerou-se algumas condicionantes em termos de disposições construtivas, das quais:

1. Não se irá realizar dispensa de armadura, pois ao nível do funcionamento estrutural acha-se importante aproveitar toda a armadura para resistir aos esforços de tração e compressão adicionais que se possam instalar num certo momento da vida da estrutura;
2. As amarrações são feitas segundo os esquemas construtivos. Os esquemas representados apresentam amarrações maiores que as amarrações calculadas sendo que esse cálculo apenas serve de referência aos desenhos e pormenores construtivos a executar no futuro;

3. Como o carregamento é simétrico vai-se utilizar sempre o maior esforço relativamente aos vãos laterais.

Relativamente ao sistema estrutural, trata-se de uma viga com 3 apoios em pilar e consequentemente 2 tramos. O comprimento total da viga é de 12,9m e cada tramo tem 6,45m de vão a vencer como mostra a figura 58.

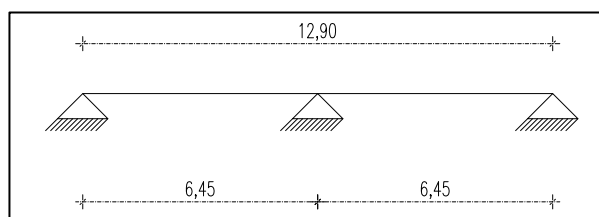


Figura 58 – Esquema estrutural das travessas

A viga tem uma secção com uma altura de 1,2m e uma largura de 0,6m com um recobrimento mecânico de 5cm.

Os momentos de dimensionamento foram retirados do programa de cálculo pelo máximo de todas as combinações em cada secção da viga, sendo que os vãos centrais de cada tramo terão momentos positivos a vencer e o apoio central estará carregado de momentos negativos. Após a extração de tabelas e análise de resultados efetuada e seguindo a metodologia imposta pelo EC2 para dimensionamento à flexão simples de vigas chega-se à armadura imposta pela exigência funcional da ponte, calculada na tabela 29.

Tabela 29 – Armadura longitudinal superior e inferior a utilizar

Armadura longitudinal superior					
Tramo	Momento (kN/m)	μ	ω	$A_{s, \text{rqd}}(\text{cm}^2/\text{m})$	A_s , escolhido
Esquerda	-3116,900	0,196	0,221	87,59	8Ø32
Central	-4186,40	0,2638	0,3127	124,05	16Ø32
Direita	-3116,90	0,1964	0,2208	87,59	8Ø32
Armadura longitudinal inferior					
Esquerda	3825,90	0,241	0,280	111,24	14Ø32
Direita	3825,90	0,241	0,280	111,24	14Ø32

Como se pode constatar da tabela 29, não é necessário armaduras de compressão (pois $\mu < 0,3$) e, o facto de se utilizar aumenta o grau de resposta da estrutura a qualquer outro carregamento adicional não esperado.

É também necessário averiguar a necessidade da secção à armadura de esforço transverso e para tal aplica-se a metodologia imposta no EC2 no capítulo 6.2.1.

Tabela 30 – Necessidade de armadura de esforço transverso

Esforço transverso					
Tramo	V_{ed} (kN)	k	ρ_l	$V_{rd,c}$ (kN)	Verificação
Esquerda	1501,500	1,417	0,0163	429,170	K.O.
Direita	1606,900	1,417	0,0163	429,170	K.O.

Pela tabela 30 podemos constatar que existe a necessidade de armadura de esforço transverso na viga uma vez que o esforço resistente sem armadura transversal é menor que o esforço atuante. Como tal, calculamos a armadura necessária à solicitação para o elemento resistir a tal esforço, como mostra a figura 31.

Tabela 31 – Cálculo da armadura transversal nas travessas

Armadura transversal								
Tramo	α (°)	Z (m)	$\cot(\theta)$	v	$S_{m\acute{a}x}$ (m)	$V_{rd,m\acute{a}x}$ (kN)	$A_{sw/m}$ (cm ²)	As escolhido
Esquerda	90	1,035	2,500	0,528	0,863	2261,300	16,68	Ø20//.125
Direita	90	1,035	2,500	0,528	0,863	2261,300	17,85	Ø20//.125

3.3.4 Tabuleiro

O tabuleiro é dimensionado como uma laje maciça. Em termos de modelo, esta laje maciça assume continuidade ao longo do seu comprimento e esta situação torna-a vulnerável devido ao seu comprimento. Não foi considerado no modelo juntas de dilatação, importantes para contrariar as contrações/dilatações que esta possa assumir em mudanças de temperatura. Como tal, assume-se que esta situação não foi prevista anteriormente mas como se trata de estudar previamente uma solução de ponte, dimensiona-se as armaduras tendo sempre em plena consciência que existe a necessidade de quebrar a continuidade da laje, principalmente nas zonas de pilar onde esforços negativos são bastante severos.

O dimensionamento de armaduras de lajes maciças é semelhante ao dimensionamento de vigas sujeitas a flexão simples, sendo que os esforços são retirados diretamente do programa

de cálculo automático basta apenas calcular a direccionalidade da laje e a quantidade de armadura necessária para resistir a esses momentos por metro de laje. Neste caso, vai-se trabalhar apenas com o momento máximo positivo e negativo para armaduras superiores e inferiores, tendo em conta as seguintes premissas:

1. A armadura mínima é de Ø12//.10;
2. A armadura junto aos apoios do canto é de 3/4 da armadura longitudinal, 3/8 nos bordos livres e 1/5 em termos de armadura de distribuição;
3. Os momentos de dimensionamento da laje foram retirados do programa de cálculo automático e são de 60 kN.m tanto para a armadura superior, como para a armadura inferior.

As propriedades geométricas da laje encontram-se na tabela 32.

Tabela 32 – Propriedades da secção do tabuleiro por metro

Propriedades da secção	
b (m)	1,000
h (m)	0,450
C _{mec} (m)	0,050
d (m)	0,400
A _{s,min} (cm ² /m)	Ø12//.10
M _{rd} (A _{s,min}) (kN.m)	118,370

Com as propriedades geométricas da laje definidas, o cálculo das armaduras longitudinais segue-se no processo de cálculo e encontra-se descrito na tabela 33, contudo estas armaduras podem ser bidireccionais ou unidireccionais dependendo de como a laje trabalha ao longo do seu comprimento. Desta forma com os vãos das lajes é possível saber se de facto será necessário a armadura ser em malha ou colocada apenas na direcção na qual funciona a laje.

As restantes armaduras bem como as amarrações subsequentes fazem parte das disposições construtivas e encontram-se calculadas no capítulo 3.3.5.

Tabela 33 – Armaduras longitudinais a utilizar no tabuleiro

Armaduras longitudinais					
Zona	Momento (kN/m)	μ	ω	A_s (cm ² /m)	A_s , escolhido (cm ² /m)
Superior	60,000	0,019	0,019	$A_{s,min}$	Ø12//.10
Inferior	60,000	0,019	0,019	$A_{s,min}$	Ø12//.10

As restantes armaduras bem como as amarrações subsequentes fazem parte das disposições construtivas e encontram-se calculadas no capítulo 3.3.5.

A relação de vãos diz que se o quociente entre o maior vão e o menor for superior a 2 então a laje é unidireccional. Na tabela 34 encontra-se calculadas a direccionalidade da laje.

Tabela 34 – Direccionalidade da laje de tabuleiro

Direccionalidade da laje			
Laje	$L_{máx.}$ (m)	$L_{min.}$ (m)	$L_{máx.} / L_{min.}$
L tramo menor	17,300	5,700	3,040
L tramo maior	27,000	5,700	4,740

Como podemos concluir da tabela 34, ambas as lajes são unidireccionais, como era expectável por inspeção visual. Contudo, por uma questão de melhor distribuição de esforços as armaduras são colocadas em malha, mas numa fase posterior de projeto esta questão pode e deve ser optimizada.

Relativamente ao tabuleiro e tendo em conta aquilo que foi dito acerca da continuidade neste elemento, vai-se ilustrar uma situação de tabuleiro pré-fabricado simplesmente apoiado. Esta situação permite a construção de juntas de dilatação importantes para evitar fendilhação grave e ao mesmo tempo que permite a quebra na continuidade principalmente nas zonas de apoio, onde os esforços negativos são bastante severos. De uma forma puramente ilustrativa e sem recurso a cálculos, a solução que se acha ser mais indicada para o tabuleiro apresenta-se nas figuras 59 e 60.

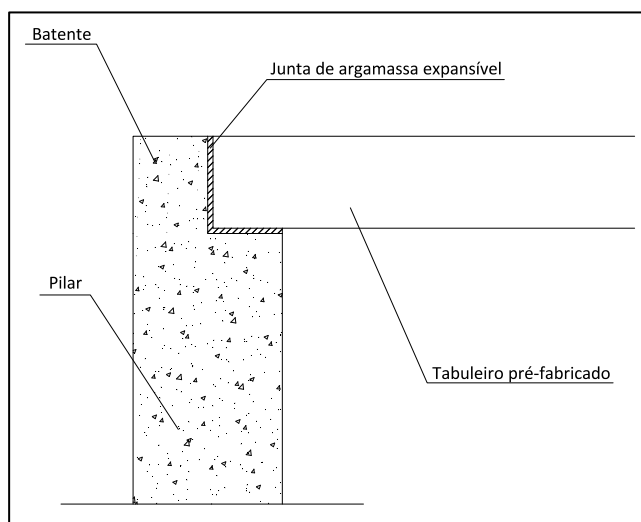


Figura 59 – Pormenor da ligação tabuleiro-pilar de canto

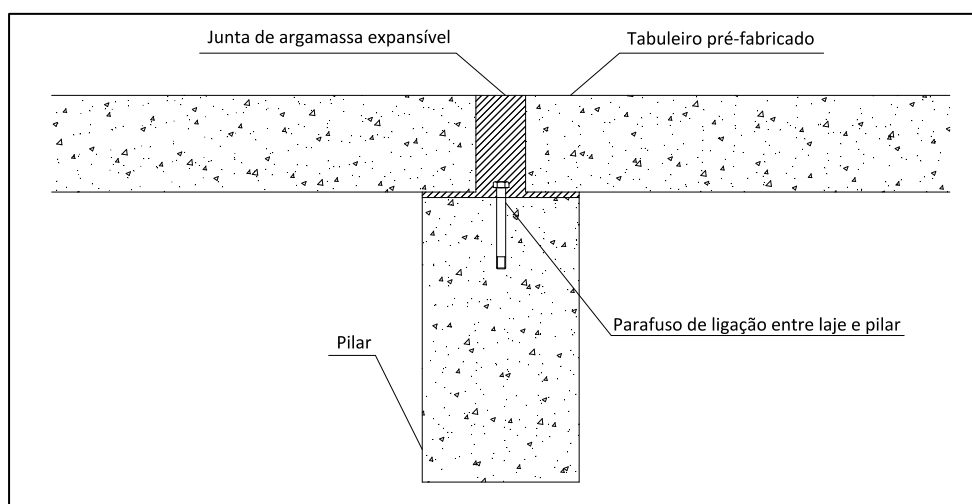


Figura 60 – Pormenor da ligação tabuleiro-pilar de bordo

É importante salientar que existirá sempre alguma continuidade nestes pontos singulares, mas relativamente à solução inicial é bastante menos gravosa e como tal acha-se a solução mais adequada para ser alvo de estudo com o prosseguir do projeto.

3.3.5 Disposições construtivas

Relativamente às disposições construtivas adotadas, os comprimentos de amarração foram calculados segundo o capítulo 8.4.3 e 8.4.4 do EC2 e encontram-se descritos na tabela 35.

Tabela 35 – Cálculo do comprimento de amarração e sobreposição de varões

Condições de aderência, amarração e sobreposição de varões								
Diâmetro (mm)	η_1	η_2	f_{bd} (Mpa)	$l_{bd,rqd}$ (m)	α_i	l_{bd} (m)	α_6	l_0 (m)
32	0,70	1,0	2,10	1,325	1,0	1,325	1,4	1,860
25	0,70	1,0	2,10	1,035	1,0	1,035	1,4	1,460
12	0,70	1,0	2,10	0,497	1,0	0,497	1,4	0,700
10	0,70	1,0	2,10	0,414	1,0	0,414	1,4	0,580

Estas amarrações servem para todos os elementos estruturais, sendo que existe uma particularidade relativamente à amarração das travessas devido a forças de tração adicionais por esforço transversal na zona de encontro com pilares. Esta força de tração adicional encontra-se descrita no capítulo 9.2.1.3 do EC2 e é relativa a possíveis translações do diagrama de momentos e consequentes redistribuições que o sistema estrutural faça para se adaptar à solicitação.

Com isto em conta, temos a amarração de cantos nas travessas na tabela 36.

Tabela 36 – Cálculo da amarração de cantos por forças transversais adicionais

Amarração de cantos, superior				
Tramo	a_l (m)	F_{ed} (kN)	A_s (cm ²)	$l_{bd,canto}$ (m)
Esquerda	1,300	1876,880	64,320	0,700
Direita	1,300	2008,630	64,320	1,190
Amarração de cantos, inferior				
Esquerda	1,300	1876,880	111,240	0,640
Direita	1,300	2008,630	111,240	0,680

Relativamente aos pilares importa calcular as cintas e o seu espaçamento ao longo do elemento. Este cálculo encontra-se descrito na tabela 37.

Tabela 37 – Cálculo de cintas para pilares

Cálculo de cintas para pilares	
Espaçamento máximo (m)	0,200
Espaçamento junto a vigas (m)	0,100
Distância de encurtamento de cintas (m)	Altura da viga suportada
Diâmetro da cinta (mm)	8

Nas lajes, as armaduras adicionais a serem adicionadas à armadura longitudinal encontram-se calculadas na tabela 38 e apenas dependem da armadura longitudinal colocada. Estas armaduras servem essencialmente para resistir a esforços negativos junto a apoios e para fazer uma melhor distribuição e continuidade nos esforços internos.

Tabela 38- Cálculo das armaduras adicionais na laje de tabuleiro

Armaduras adicionais na laje de tabuleiro	
A_{canto}	Ø12//.125
A_{bordo}	Ø10//.125
$A_{\text{distribuição}}$	Ø8//.15

Devemos dispor estas armaduras a uma distância de 10% do vão da laje, mas também é importante perceber se essa distância é suficiente e que não entra em colisão com a mancha de tensões na laje. Se estas distâncias convergirem pode-se utilizar este valor, caso contrário utiliza-se o um valor superior que satisfaça ambas as condições.

3.4 Resultados da análise estrutural para estados limites de serviço.

Verificação da deformação e fendilhação e análise de tensões nas secções.

3.4.1 Travessas

Para a verificação dos estados limites de serviço nos elementos estruturais é necessário conhecer as propriedades de resistência e comportamento dos materiais que constituem o elemento em si. Na tabela 39 e 40 encontram-se descritas estas propriedades dos materiais, materiais esses que serão utilizados em todos os elementos estruturais pelo que, estas tabelas apenas estarão descritas neste capítulo.

Tabela 39 – Propriedades de resistência dos materiais utilizados

Propriedades de resistência			
Betão		Aço	
f_{ck} (MPa)	30	f_{yk} (MPa)	400
f_{cd} (MPa)	20	f_{yd} (MPa)	347,83
f_{ctm} (MPa)	2,9		
$f_{ctk,005}$ (MPa)	2		
f_{ctd} (MPa)	1,33		

Tabela 40 – Propriedades de comportamento dos materiais utilizados

Propriedades de comportamento			
Betão		Aço	
E_{cm}	33	E_s	210
φ	2,5		
$E_{c, eff}$	9,43		
Coeficiente de homogeneização (α)		22,27	

Com o conhecimento destas propriedades e sabendo as propriedades da secção em termos de geometria e armadura principal, vai-se verificar a deformação existente nas travessas e confrontar com os limites exigidos pela regulamentação. Deste modo começa-se por calcular a inércia de fissuração das secções onde seja necessário o cálculo. Neste esquema estrutural é apenas necessário fazer a verificação a meio vão de ambos os lanços da viga, mas como ambas as secções têm a mesma geometria e armadura principal também ambas terão a mesma inércia de fissuração. Na tabela 41 encontra-se o cálculo desta propriedade da secção.

Tabela 41 – Cálculo na inércia de fissuração das travessas

Cálculo da inércia de fissuração					
A_{sc} (cm ²)	A_{st} (cm ²)	x_{cg} (m)	I_{nf} (m ⁴)	x_{cr} (m)	I_{cr} (m ⁴)
64,32	112,56	0,653	0,20243805	0,796	0,28228870

Com a inércia de fissuração, conhecemos também o momento de fissuração e deste modo verificar se a secção fissura ou não face às cargas aplicadas. Na tabela 42 encontra-se descrito a marcha de cálculo utilizada para o cálculo da deformação, sendo importante referir que a metodologia utilizada foi a de verificação com cálculo de flecha e os limites retirados do EC2- parte 2, sendo a parte 2 específica para pontes [19].

Tabela 42 – Cálculo da deformação na travessa

Tramo	δ_{sap} (m)	δ_1 (m)	δ_{11} (m)	f_{ctm} (MPa)	M_{cr} (kN.m)
Esquerda	0,0037	0,01295	0,00927	2,9	1453,17
Direita	0,0041	0,01435	0,01027	2,9	1453,17
Tramo	M estático (kN.m)	β	ζ	δ_{final} (m)	L (m)
Esquerda	241,95	0,5	0	0,01295	7,05
Direita	246,12	0,5	0	0,01435	7,05
Flecha admissível (m)					0,028

Como podemos constatar da tabela 42, verifica-se a deformação neste elemento com uma folga de quase o dobro do limite exigido. Isto pode indicar que há algum sobredimensionamento do elemento, de todo o modo cumpre o limite estabelecido e mantém um fator de segurança elevado que deve estar inerente a obras desta envergadura.

Como também podemos verificar da tabela 42, o momento de fissuração (M_{cr}) é maior que o momento estático para a combinação rara e assim não há fissuração da secção pelo que não é necessário calcular a abertura de fenda. Para obras com esta exigência e tempo de vida útil alargado, devemos sempre dimensionar de forma a não haver abertura de fenda de modo a salvaguardar a integridade da solução.

Por último, é necessário analisar as tensões na secção tanto no aço como nas armaduras principais. Este campo de análise está assente em 3 princípios fundamentais e será válido para todos os elementos em estudo daqui em diante:

- Para evitar fendas longitudinais, a tensão no betão para a combinação rara (Qc1) não deve exceder $0,6 \times f_{ck}$;
- Considera-se a fluência do betão linear se para a combinação quase-permanente (Qc2) a tensão do betão não exceder $0,45 \times f_{ck}$;

- Se a tensão no aço para a combinação rara (Q_s) não exceder $0,8 \times f_{yk}$, evita-se fendilhação e deformação inaceitáveis.

Na tabela 43 encontra-se os cálculos efetuados para este elemento estrutural.

Tabela 43 – Limitação de tensões na travessa

Limitação de tensões								
Tramo	$h_{b\text{ en}}$ (m)	$h_{a\text{ en}}$ (m)	Q_{c1} (MPa)	Q_{c2} (MPa)	Q_s (MPa)	$0,8 \times f_{yk}$ (MPa)	$0,45 \times f_{ck}$ (MPa)	$0,6 \times f_{ck}$ (MPa)
Esquerda	0,796	0,354	0,951	0,714	9,423	320	13,5	18
Direita	0,796	0,354	0,968	0,726	9,584	320	13,5	18

Podemos constatar dos cálculos efetuados que a tensão neste elemento estrutural é demasiado baixa quando comparado com os limites regulamentares, o que nos leva a concluir que os mesmos podem ser otimizados em termos de secção [16].

3.4.2 Pilares

Quando se estudou os estados limites últimos no pilar para dimensionamento de armaduras principais, verificou-se que existe efeitos de segunda ordem que ocorrem paralelamente ao comprimento longitudinal da ponte. Com recurso ao modelo e aparelhos de apoio instalados no mesmo que permitem deslocamentos horizontais limitados e com base nos cálculos efetuados, confirmou-se que de facto existe deformação no topo do pilar e que é necessário verificar se a mesma não excede os limites regulamentares impostos pela legislação. Com esta ideia presente, começou-se por calcular a inércia de fissuração do pilar, como mostrado na tabela 44.

Tabela 44 – Cálculo da inércia de fissuração do pilar

Cálculo da inércia de fissuração					
$A_{s\text{ c}}$ (cm ²)	$A_{s\text{ t}}$ (cm ²)	x_{cg} (m)	I_{nf} (m ⁴)	x_{cr} (m)	I_{cr} (m ⁴)
68,74	68,74	0,500	0,1120066	0,572	0,1049591

Seguindo o mesmo raciocínio até aqui utilizado e com o sistema estrutural em que está inserido o pilar em mente, calculou-se a deformação inerente ao topo do pilar, e cujos resultados se encontram na tabela 45. De notar que foi considerado como deformação

admissível, a deformação inerente a um aparelho de apoio comercial com capacidade de movimentação horizontal e transversal.

Tabela 45 – Cálculo da deformação no pilar

δ_{sap} (m)	δ_1 (m)	δ_{11} (m)	f_{ctm} (MPa)	M_{cr} (kN.m)
0,0022	0,01295	0,0077	2,9	758,470
M estático (kN.m)	β	ζ	δ_{final} (m)	L (m)
132,65	0,500	0	0,0077	4,400
Deformação admissível (m)				0,050

Para garantir os estados limites de utilização, falta verificar o estado de tensão da secção. Dessa forma, seguindo o mapa de cálculo e as condições de verificação já referidas foi analisada a tensão para as combinações de serviço que se encontram descritas na tabela 46.

Tabela 46 – Limitação de tensões no pilar

Limitação de tensões							
$h_{b\ en}$ (m)	$h_{a\ en}$ (m)	Q_{c1} (MPa)	Q_{c2} (MPa)	Q_s (MPa)	$0,8x f_{yk}$ (MPa)	$0,45x f_{ck}$ (MPa)	$0,6x f_{ck}$ (MPa)
0,572	0,378	0,677	0,508	11,296	320	13,5	18

Como podemos constatar da tabela 46, as tensões na secção estão muito longe dos valores limite o que sugere que existe sobredimensionamento do elemento. Podemos concluir, com base nestes valores, que uma optimização dos pilares seria uma solução a ter em conta numa fase mais aprofundada de estudo desta solução [16].

3.4.3 Viga-parede

As vigas paredes são dimensionadas de acordo com as tensões instaladas em toda a sua área. Neste caso, trata-se de uma viga alta com dimensões variáveis em termos de altura e como tal sob o ponto de vista de análise de tensões, estas são dispensadas pois as próprias armaduras são dimensionadas para estados limites últimos de acordo com a tensão atuante pelo que também verificará o estado limite de utilização. Ainda neste campo, vai-se apenas verificar que essas mesmas tensões não ultrapassam as condições previamente estipuladas para garantir

todo o aspeto estético que estes elementos deverão apresentar dentro da estrutura em si. De forma a simplificar este processo e visto que dentro do modelo e dos mapas de cálculo, existem muitos pontos de tensão analisados, vai-se retirar as faixas que apresenta maior grandeza de tensões instaladas na secção e se garantir para essas faixas então garantirá para as restantes. Estas faixas são as centrais reforçadas do tramo direito da ponte, como se pode confirmar na figura 57. As duas faixas juntas perfazem uma área de 1 m^2 sendo uma área aceitável para se verificar estas condições e posteriormente se fazer um estudo quando á deformação, visto que também é nesta zona onde o modelo indica uma maior deformação para fora do seu plano. Já no campo da deformação, é importante realçar que a mesma ocorrerá para fora do plano e nunca na sua longitude onde a viga-parede tem um módulo de flexão maior. Numa primeira fase é fundamental calcular a inércia de fissuração, fundamental para os cálculos subjacentes, inércia essa que se apresenta na tabela 47.

Tabela 47 – Cálculo da inércia de fissuração da viga-parede

Cálculo da inércia de fissuração					
A_{s_c} (cm^2)	A_{s_t} (cm^2)	x_{cg} (m)	I_{nf} (m^4)	x_{cr} (m)	I_{cr} (m^4)
4,00	4,00	0,200	0,0030676	0,107	0,0002147

Com a inércia de fissuração, obtém-se o momento de fissuração e desta forma pode-se calcular a deformação inerente ao elemento como mostra a tabela 48. A deformação admissível foi retirada do EC2- parte 2.

Tabela 48 – Cálculo da deformação na viga-parede

δ_{sap} (m)	δ_1 (m)	δ_{11} (m)	f_{ctm} (MPa)	M_{cr} (kN.m)
0,0015	0,00525	0,0750	2,9	30,340
M estático (kN.m)	β	ζ	δ_{final} (m)	L (m)
12,650	0,5	0	0,00525	2
Deformação admissível (m)				0,008

Para concluir acerca do elemento, é necessário verificar as condições de limitação de tensão e garantir que estas estão dentro das condições definidas. Desta forma, na tabela 49 apresenta-se os resultados deste cálculo.

Tabela 49 – Limitação de tensões na viga-parede

Limitação de tensões							
$h_{b\text{ en}}$ (m)	$h_{a\text{ en}}$ (m)	Q_{c1} (MPa)	Q_{c2} (MPa)	Q_s (MPa)	$0,8x f_{yk}$ (MPa)	$0,45x f_{ck}$ (MPa)	$0,6x f_{ck}$ (MPa)
0,200	0,200	0,811	0,609	18,079	320	13,5	18

Os limites de deformação estão muito longe dos limites regulamentares, bem como a limitação de tensão o que leva a concluir que existe a possibilidade de se obter uma solução melhor em termos de espessura e otimização de armadura, visto que a geometria do elemento não pode ser alterada [14].

3.4.4 Tabuleiro

Para analisar a segurança relativamente aos estados limites de serviço do tabuleiro, vai-se considerar a secção mais esforçada do mesmo, onde as tensões são maiores e as deformações mais acentuadas de acordo com o modelo e os cálculos efetuados até então. Desta forma, identificou-se o tramo central da ponte como a zona onde existe mais problemas relativamente ao tabuleiro, muito por causa do vão que apresenta. Assim sendo, começou-se mais uma vez por calcular a inércia de fissuração do mesmo apresentada na tabela 50.

Tabela 50 – Cálculo da inércia de fissuração do tabuleiro

Cálculo da inércia de fissuração					
$A_{s\text{ c}}$ (cm ²)	$A_{s\text{ t}}$ (cm ²)	x_{cg} (m)	I_{nf} (m ⁴)	x_{cr} (m)	I_{cr} (m ⁴)
110,60	110,60	0,225	0,02268185	0,189	0,00625000

Com a inércia de fissuração calculada obtém-se o momento de fissuração e, seguindo a marcha de cálculo até aqui utilizada, analisou-se as deformações do tabuleiro na sua secção mais esforçada como ilustra a tabela 51.

Tabela 51 – Cálculo da deformação no tabuleiro

δ_{sap} (m)	δ_1 (m)	δ_{11} (m)	f_{ctm} (MPa)	M_{cr} (kN.m)
0,0049	0,0172	0,0622	2,9	251,85
M estático (kN.m)	β	ζ	δ_{final} (m)	L (m)
60,00	0,5	0	0,0172	18
Deformação admissível (m)				0,048

Como o tabuleiro entra em conflito com a circulação rodoviária, decidiu-se limitar ainda mais a deformação do mesmo introduzindo um fator de segurança na deformação admissível. Este fator de segurança faz parte da largura de influência da flecha, largura essa que foi diminuída em cerca de 25%. Apesar de não intervir diretamente com os cálculos efetuados para o modelo nas condições atuais, numa fase de otimização do mesmo pode trazer vantagens, uma vez que, se cria um teto na mesma otimização salvaguardando sempre as condições de circulação na via adjacente. Também os limites foram retirados do EC2 parte 2.

Após estas considerações, foi-se verificar o estado de tensão da mesma secção do tabuleiro e garantir que as condições regulamentares impostas são respeitadas, não diferente do feito até então para os restantes elementos. Desta forma, na tabela 52 encontram-se os cálculos realizados neste campo de análise.

Tabela 52 – Limitação de tensões no tabuleiro

Limitação de tensões							
$h_{b_{en}}$ (m)	$h_{a_{en}}$ (m)	Q_{c1} (MPa)	Q_{c2} (MPa)	Q_s (MPa)	$0,8x f_{yk}$ (MPa)	$0,45x f_{ck}$ (MPa)	$0,6x f_{ck}$ (MPa)
0,189	0,261	0,499	0,375	15,388	320	13,5	18

Como se pode constatar as tensões atuantes estão muito aquém dos limites impostos, bem como as deformações neste elemento, indicando algum sobredimensionamento e espaço de otimização de materiais [16].

3.5 Conclusões e análises críticas dos resultados

O dimensionamento de pontes é de facto uma tarefa complexa no âmbito da aplicação da engenharia civil, por tudo já referido até aqui. Quando se modela uma estrutura com esta exigência, tem de se ter abertura ao erro. É quase impraticável dimensionar ou modelar algo desta envergadura à primeira tentativa e como tal este processo deve-se tornar um processo iterativo com considerações ao longo do caminho que nos levem a fortalecer a tipologia estrutural escolhida ou a alterar a mesma de forma a obter a solução mais adequada.

Desta forma, com os resultados obtidos principalmente quando se verificou os estados limite de utilização em todos os elementos, verificou-se que as secções mais esforçadas apresentam tensões tanto no betão como no aço muito aquém dos limites impostos para as verificações e também deformações muito pequenas quando comparadas com o limite regulamentar imposto. Quanto aos estados limites últimos, as armaduras principais estão de acordo com os esforços obtidos no modelo e a sua disposição na secção é adequada.

No geral é necessário emagrecer todos os elementos estruturais e procurar colocar uma maior área de aço nas secções, pois os esforços maiores são para as combinações de sismo. Desta forma otimiza-se também a estrutura, no sentido que se obterá maiores tensões de compressão no betão e maiores tensões de tração no aço.

Como foi dito no início do capítulo, o processo de modelação terá de sofrer alterações ao nível de redução de secções e o processo de dimensionamento de armaduras teria de voltar a repetir-se até se encontrar uma solução que seja ótima em todos os elementos estruturais em termos de resposta do próprio elemento e utilização de materiais.

3.6 Esquemas construtivos

Neste capítulo vai-se apresentar os esquemas das armaduras principais calculadas bem como algumas considerações para melhorar a solução final. O conteúdo dos desenhos esclarece não só acerca do elemento estrutural mas também acerca da ligação de elementos estruturais.

3.6.1 Pilares

A armadura longitudinal do pilar pode ser observada na figura 61. Nesta figura está representado um pilar de bordo, mas a armadura mantém a mesma configuração para pilares de canto.

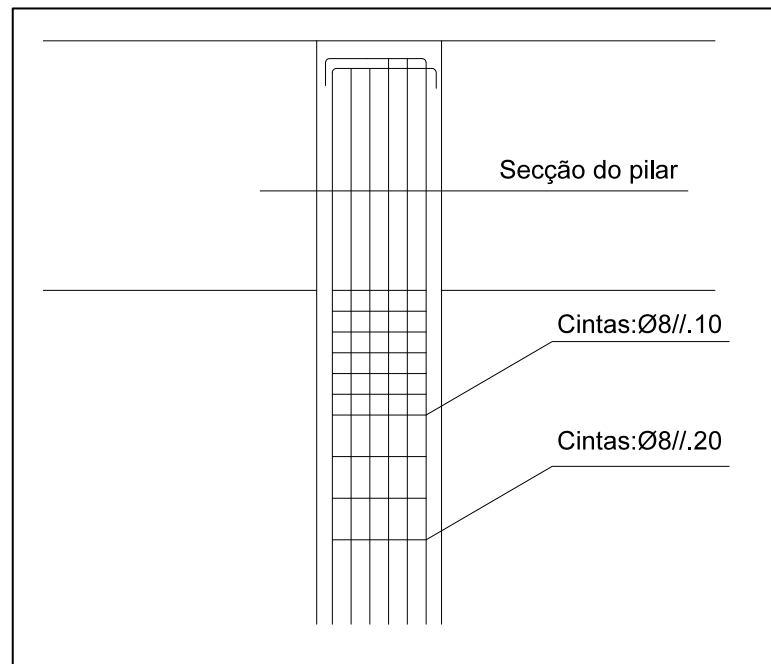


Figura 61 – Armadura de pilar

Na figura 62, encontra-se desenhada a secção do pilar, bem como a configuração das cintas ao longo da secção. Importa referir que a disposição das cintas é indispensável para evitar a encurvadura da armadura na ocorrência de fendilhação do betão. Desta forma é fundamental garantir que os varões estão amarrados a uma distância nunca superior a 20cm.

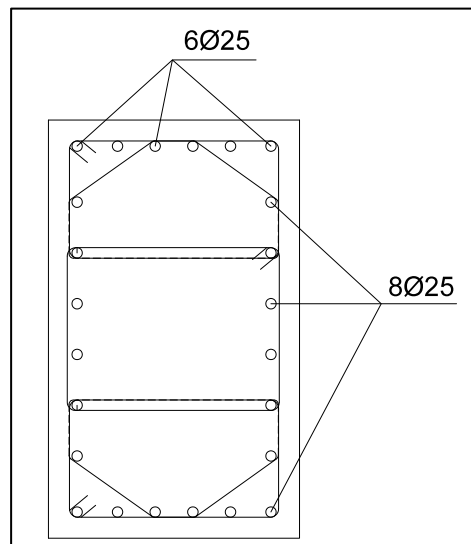


Figura 62 – Secção do pilar e amarração de cintas

3.6.2 Travessas

Na figura 63, encontram-se desenhadas as armaduras longitudinais dimensionadas para as travessas. Nesta figura não se encontram representadas as armaduras transversais, mas estas poder-se-ão observar nas figuras 64 e 65.

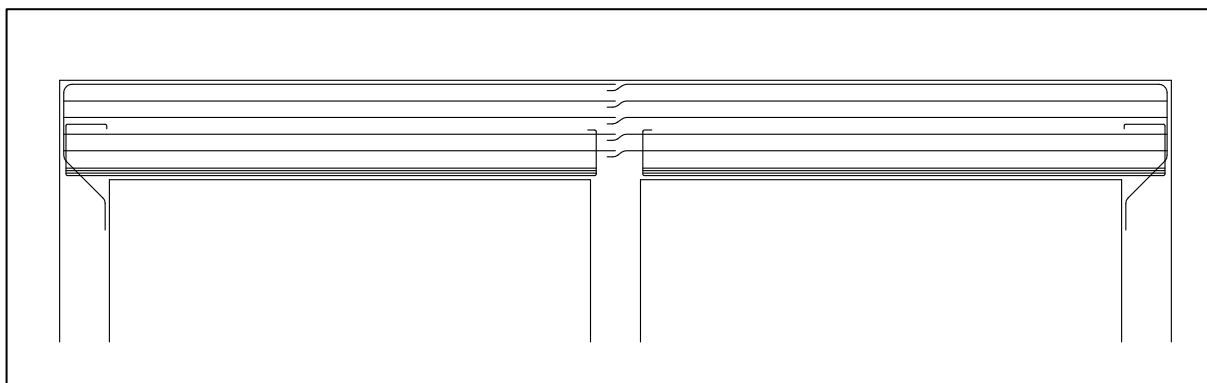


Figura 63 – Armaduras longitudinais nas travessas

Relativamente ao sistema estrutural as secções estão organizadas por ordem, da esquerda para a direita respetivamente e podem-se observar na figura 61.

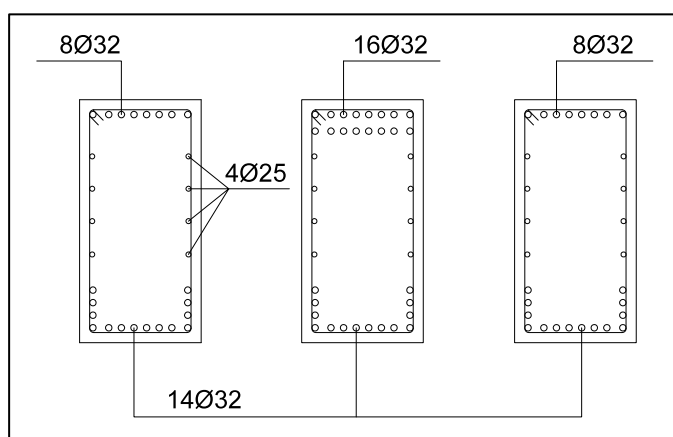


Figura 64 – Secções da travessa

3.6.3 Ligações Travessa-pilar

Estas ligações são extremamente importantes para garantir que a transmissão de esforços é feita da melhor forma possível e dessa forma evitar erros de construção que mais tarde possam ter consequências graves no funcionamento da solução adotada. Desta forma, foram desenhadas as amarrações indicadas na figura 65 e 66 e com a disposição indicada pretende-se não só fazer a amarração o mais segura possível mas também evitar a fendilhação em alguns pontos singulares de relevância, tudo em convergência com as indicações sugeridas no EC2.

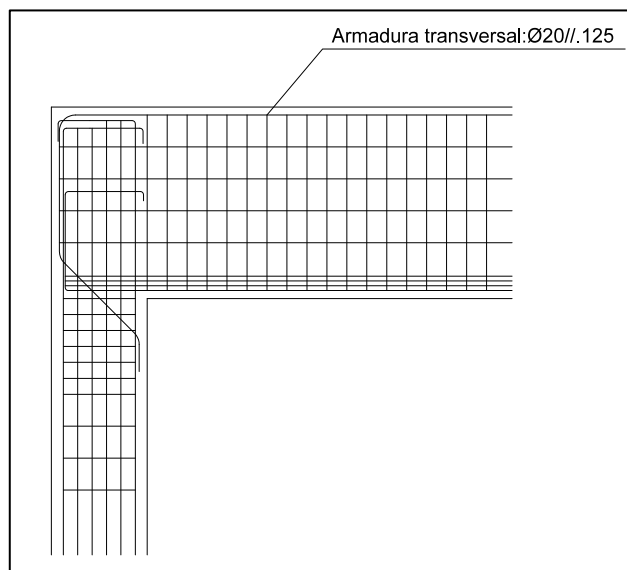


Figura 65 – Ligação travessa-pilar de canto

Na figura 65 podemos observar a ligação da travessa a um pilar e canto. Já na figura 66 esta mesma ligação é feita num pilar central.

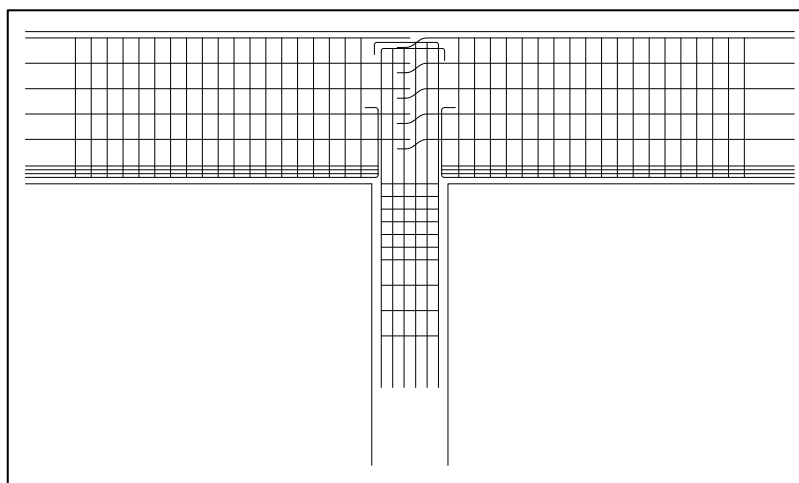


Figura 66 – Ligação travessa-pilar de bordo

3.6.4 Viga-parede

Neste elemento estrutural é importante ter em conta que se trata de um elemento que trabalha no próprio plano e portanto deve ser dimensionado segundo análise de tensões. Pela geometria do elemento é possível perceber que há zonas de maior concentração de tensões e zonas onde essas tensões são menores. Os cálculos efetuados mostram que essas zonas são a meio vão da viga, onde esta tem uma altura menor e nos extremos dos pilares. No entanto, junto ao arco de betão existe alguma sensibilidade e uma possível acumulação de tensões ao longo do tempo de vida útil da estrutura e como tal numa análise mais detalhada e final

recomenda-se a um reforço dessas zonas para que não se comprometa o funcionamento do global.

Na figura 67, pode-se observar a malha da viga parede, sendo que, como já referido utiliza-se uma malha quadrada igual pelo seu todo bem como o reforço será igual nas zonas onde necessário e assinaladas a verde na figura.

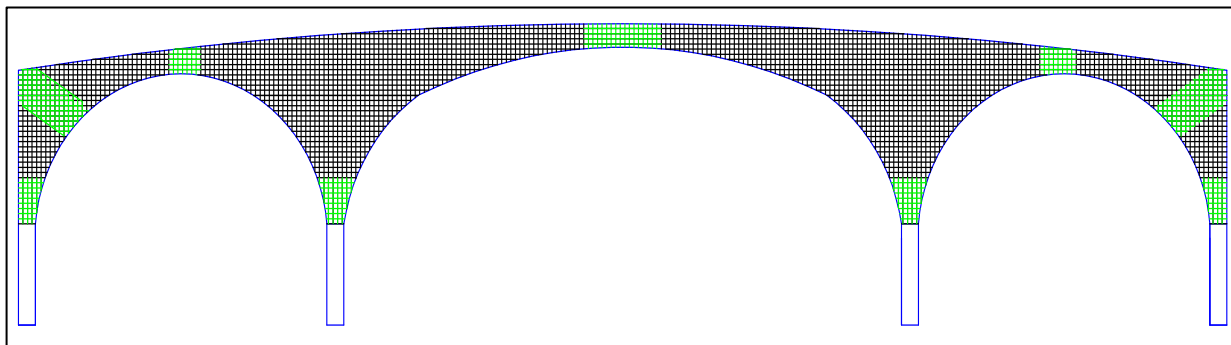


Figura 67-Armadura na viga-parede com reforço nas zonas a verde

3.6.5 Tabuleiro

Para desenhar e perceber melhor o funcionamento do tabuleiro é necessário não só perceber a situação estrutural em que ele se encontra inserido, mas também a mancha de tensões em ambas as direções do tabuleiro. Desta forma sabemos onde se situam as zonas de maior acumulação de esforços internos e desta forma colocar a armadura de uma forma mais correta, garantindo sempre a continuidade de esforços ao longo do tabuleiro e desta forma também assegurando que o mapa de esforços internos mantém-se inalterado com o passar do tempo.

Na figura 68 e 69 pode-se observar imagens dos esforços instalados no tabuleiro em ambas as direções, já nas figuras 70 e 71 estão representadas as armaduras necessárias para resistir a esses esforços.

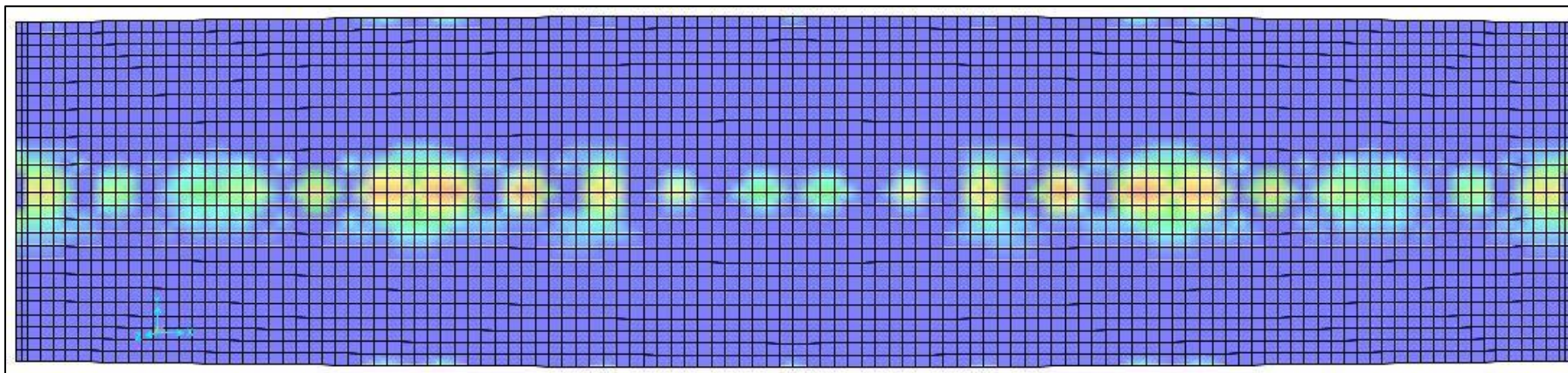


Figura 68 – Diagrama de momentos na direção M11 no tabuleiro

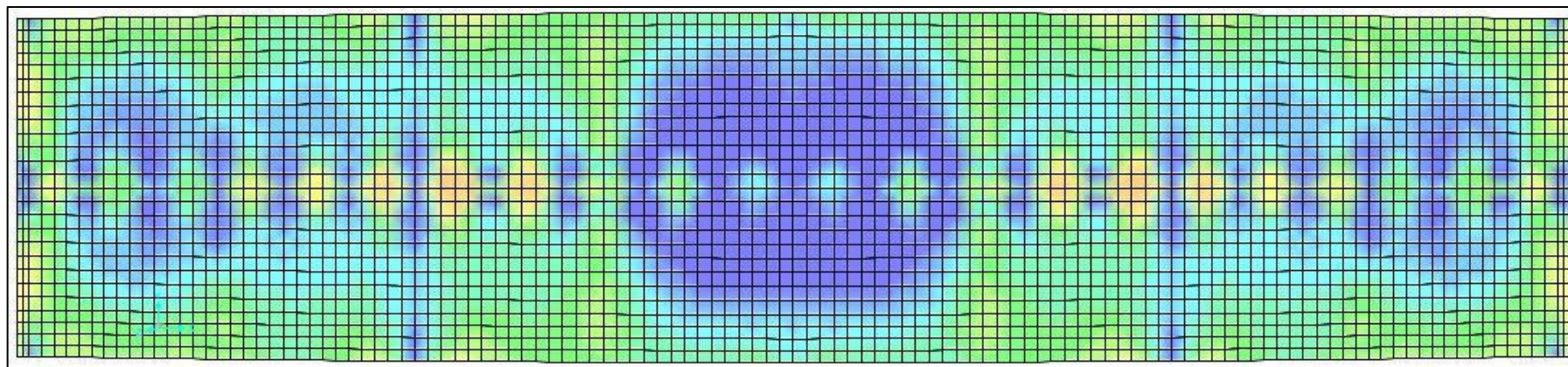


Figura 69 – Diagrama de momentos na direção M22 no tabuleiro

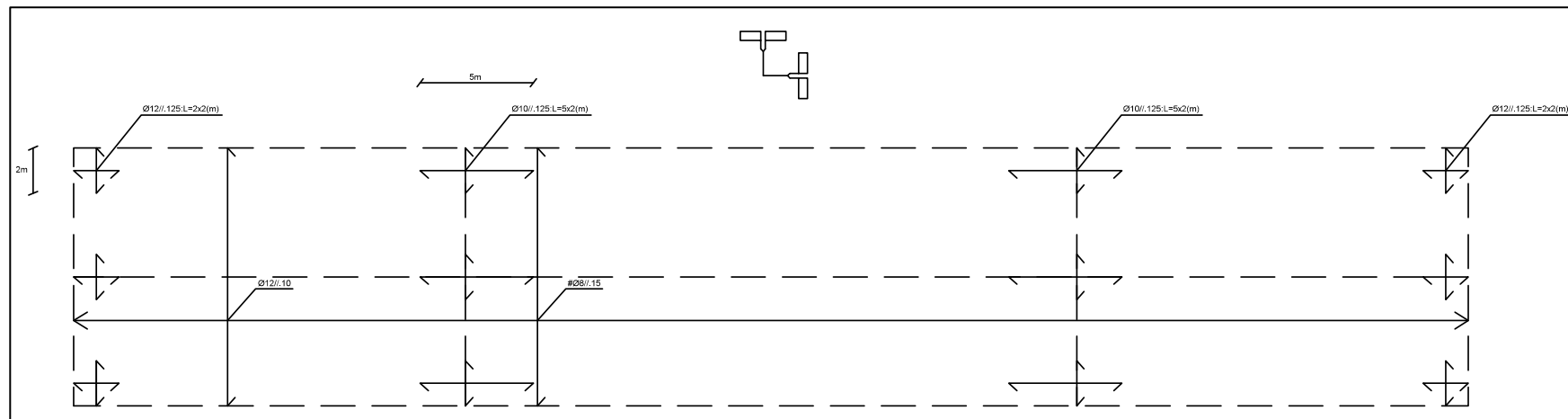


Figura 70 – Representação de armaduras superiores na laje de tabuleiro

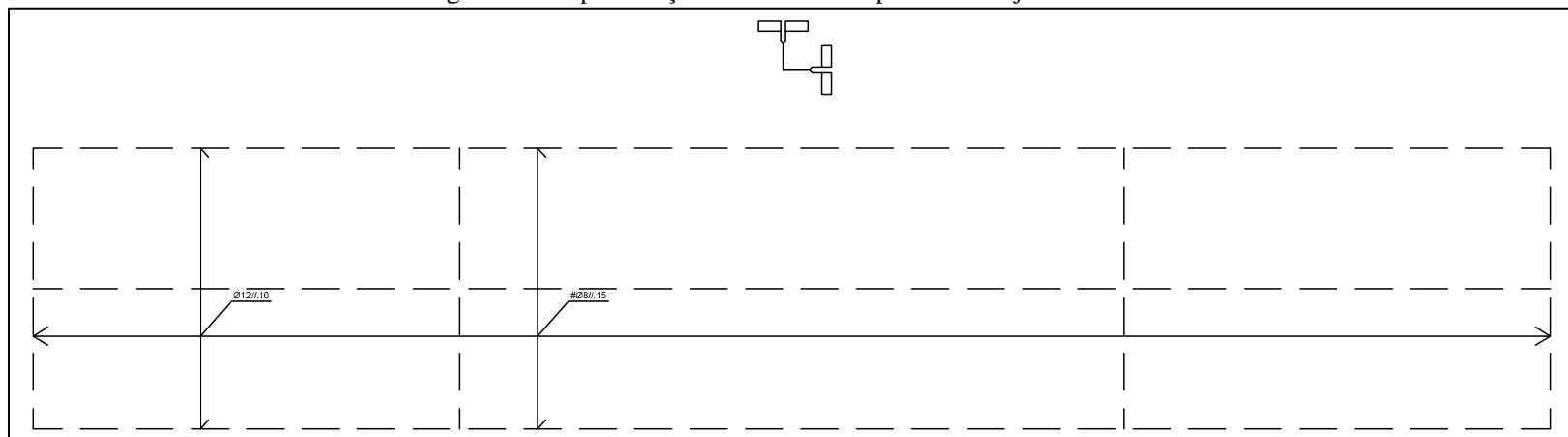


Figura 71 – Representação de armaduras inferiores na laje de tabuleiro

BIBLIOGRAFIA

BIBLIOGRAFIA

- [1] A. Rodrigues, “História Breve da Engenharia Civil.” Ordem dos Engenheiros, 2007.
- [2] S. Meža, Ž. Turk, and M. Dolenc, “Measuring the potential of augmented reality in civil engineering,” *Adv. Eng. Softw.*, vol. 90, pp. 1–10, 2015.
- [3] A. Oliveira and P. Lourenço, “Comparação de programas comerciais de cálculo automático para estruturas porticadas.” Universidade do Minho, Departamento de Engenharia Civil, Guimarães, Portugal, 2001.
- [4] “<http://www.agda.pt/tratamento-de-aguas-residuais.html>.” , consultado em Março de 2016.
- [5] G. Pita, “Tratamento de águas residuais domésticas.” Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra, Coimbra, Portugal, 2002.
- [6] S. Nascimento, “Dimensionamento de Estruturas de Suporte Rígidas.” Instituto Superior de Engenharia de Lisboa, Lisboa, Portugal, 2011.
- [7] J. Santos, “Metodologia de tratamento de lamas e organização do balanço de massas.” Instituto Superior de Engenharia de Lisboa, Lisboa, Portugal, 2012.
- [8] M. De Miranda, “Chapter 15 - Long-span bridges,” in *Innovative Bridge Design Handbook*, A. Pipinato, Ed. Boston: Butterworth-Heinemann, 2016, pp. 383–425.
- [9] D. Silva, “Dimensionamento de tabuleiros de pontes de vãos superiores a 100m com vigas metálicas.” Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2008.
- [10] A. Pipinato, “Chapter 12 - Masonry bridges,” in *Innovative Bridge Design Handbook*, A. Pipinato, Ed. Boston: Butterworth-Heinemann, 2016, pp. 299–331.
- [11] J. Almeida, “Estudo Do Ciclo De Vida De Pontes Rodoviárias: Sistema de apoio a análise comparativa dos custos ao longo do ciclo de vida de diferentes soluções para pontes rodoviárias de betão armado.” Universidade do Minho, Braga, Portugal, 2013.
- [12] E. R. Pinto, “Estudos Prévios das Estruturas de uma ETAR e de uma Ponte.” Universidade de Aveiro, Aveiro, Portugal, 2015.
- [13] J. Alves, “Determinação de armaduras em elementos laminares (paredes) carregadas no seu próprio plano.” Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2008.
- [14] R. Cardoso and F. Gomes, “Armaduras em vigas-parede. Comparação do cálculo tradicional com a metodologia preconizada pelo EC2.” in *Encontro Nacional Betão Estrutural - BE2010*, 2010.

- [15] P. Cachim and M. Morais, *Estruturas de Betão Armado - Bases de Cálculo*. Publindústria, 2013.
- [16] H. Barros, J. Figueiras, and C. Ferreira, in *Encontro Nacional Betão Estrutural - BE2012*, 2012.
- [17] EC8-2 (2005) NP ENV 1998-2 Eurocódigo 8: Projeto de estruturas para resistência aos sismos – Parte 2: Pontes. Instituto da Qualidade, Lisboa, Portugal.
- [18] EC2-1 (2010) NP ENV 1992-1 Eurocódigo 2: Projeto de estruturas de betão – Parte 1: Regras gerais e regras para edifícios. Instituto da Qualidade, Lisboa, Portugal.
- [19] EC2-2 (2010) NP ENV 1992-2 Eurocódigo 2: Projeto de estruturas de betão – Parte 2: Concrete bridges, design and detailing rules. Instituto da Qualidade, Lisboa, Portugal
- [20] EC0 (2009) NP ENV 1991-1:1999 Eurocódigo 0: Bases para o projeto de estruturas. Instituto da Qualidade, Lisboa, Portugal.

ANEXOS

A.1 – DESENHOS EXECUTADOS – ETAR DE MONTEMOR-O-NOVO: EDIFÍCIO DE COMPRESSORES

A.1.1 – IMPLANTAÇÃO ESTRUTURAL DAS FUNDAÇÕES

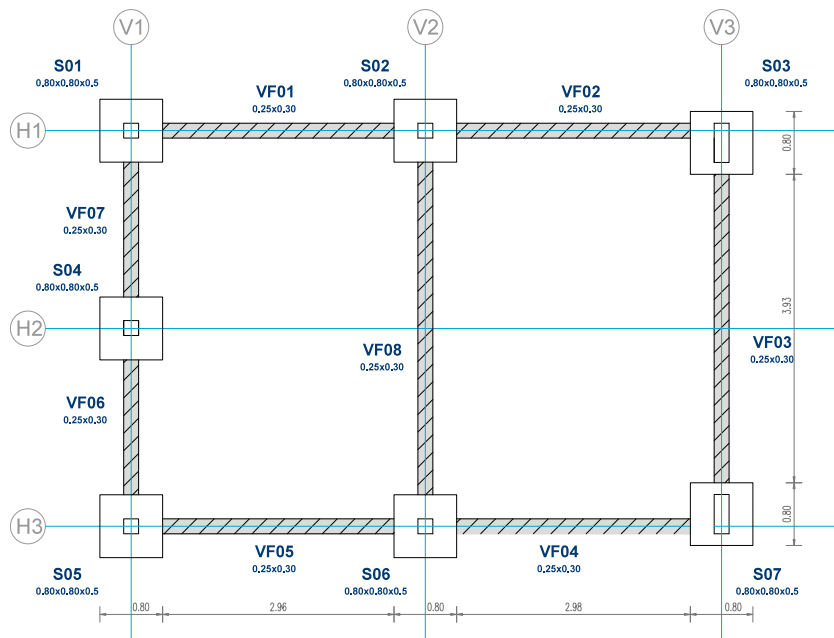


Figura 72 – Implantação estrutural de fundações

A.1.2 – IMPLANTAÇÃO DOS PILARES

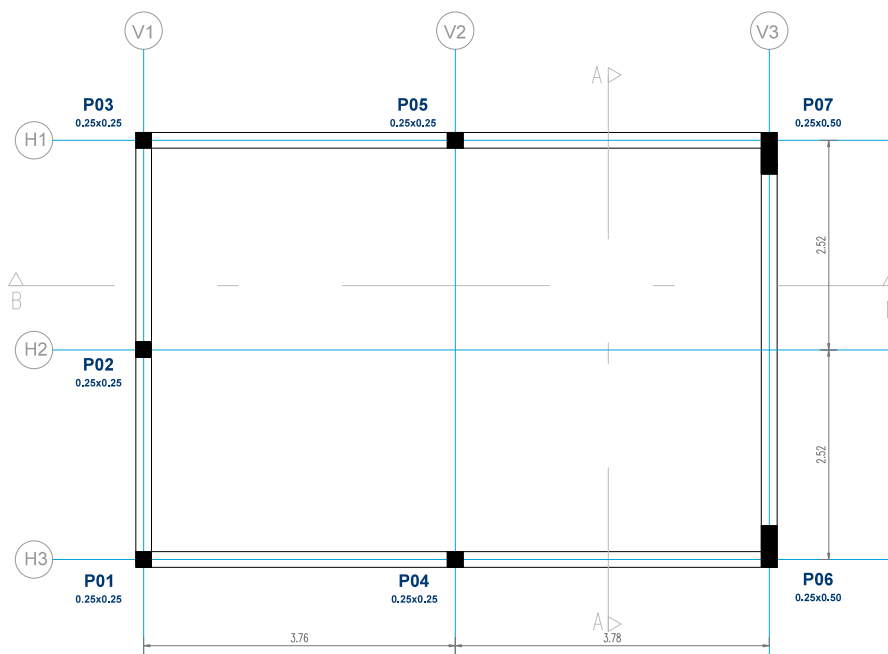


Figura 73 – Implantação de pilares

A.1.3 – VIGAMENTO DO NÍVEL 1

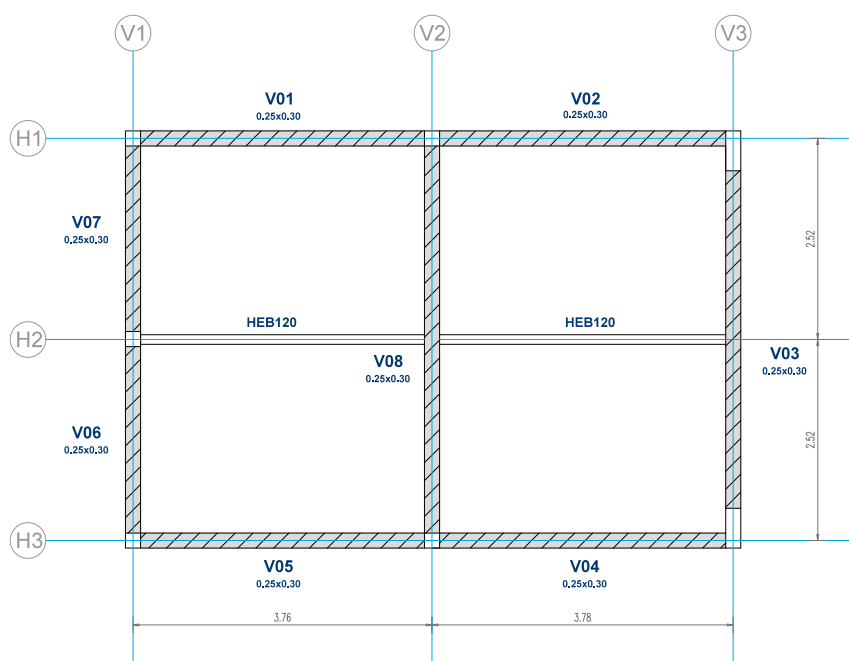


Figura 74 – Vigamento no nível 1

O nível 1 é referente às vigas de travamento da estrutura, isto é, as vigas que estão ao nível da face superior dos pilares.

A.1.4 – CORTES DESENHADOS

Como ilustrado na imagem do anexo A.1.2, os cortes A-A e B-B foram também representados para melhor compreensão do aspecto estrutural.

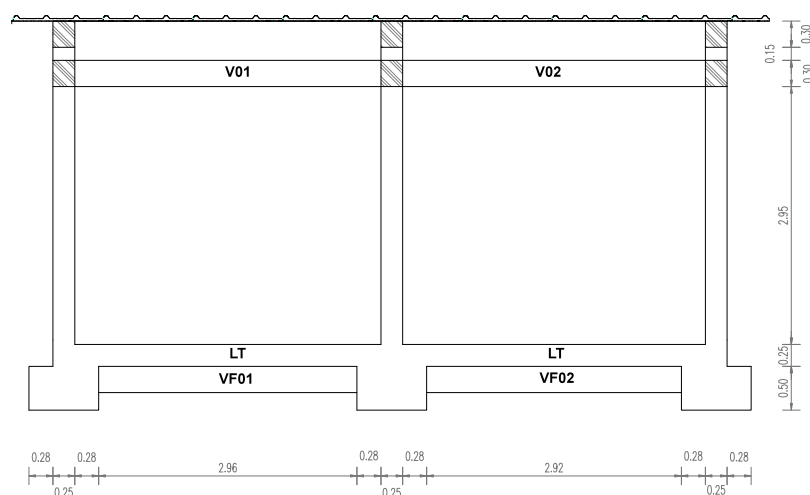


Figura 75 – Corte estrutural B-B

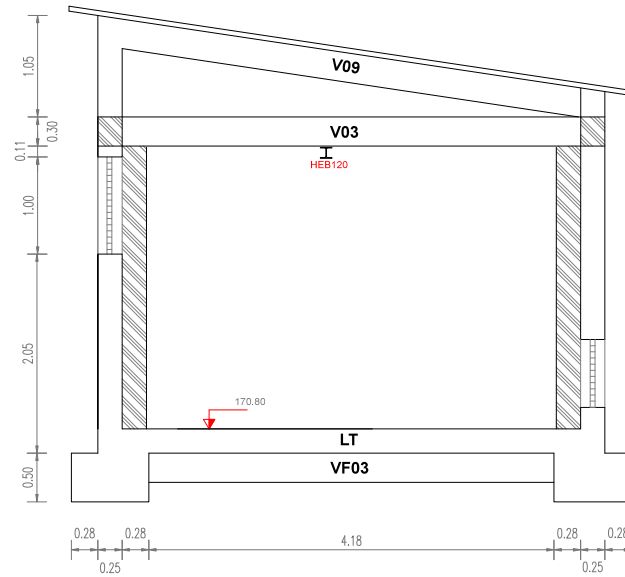


Figura 76 – Corte estrutural A-A

A.1.5 – REPRESENTAÇÃO DAS ARMADURAS NAS LAJES

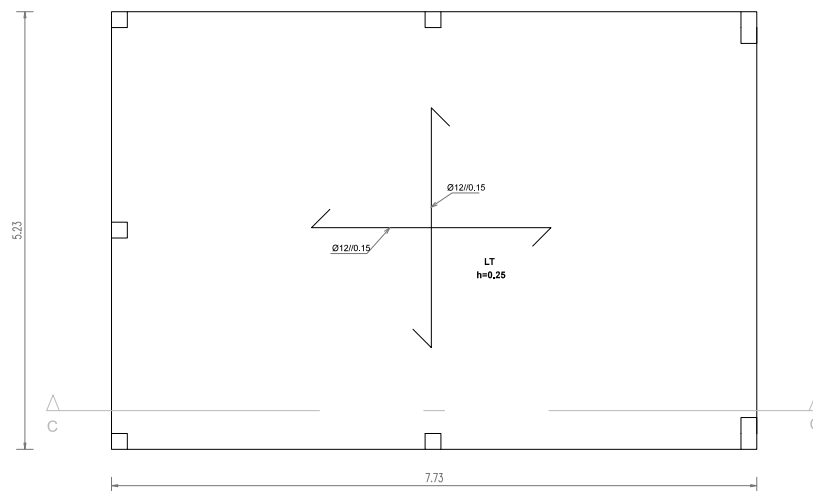


Figura 77 – Representação de armaduras na laje térrea

As armaduras serão iguais, quer na parte superior da laje, quer na parte inferior. Também podemos constatar a presença de um corte que será ilustrado na figura 71.

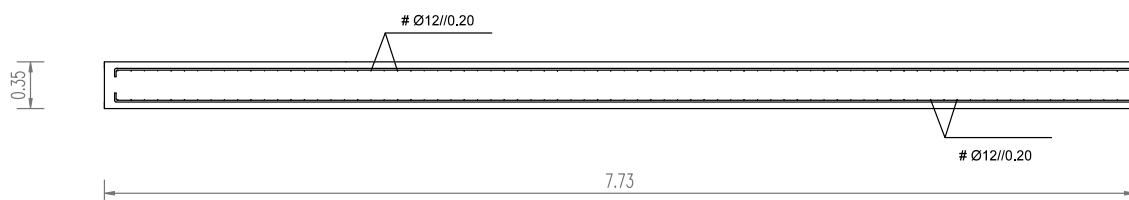


Figura 78 – Corte C-C

A.1.6 – REPRESENTAÇÃO DAS ARMADURAS NAS VIGAS

Numa primeira instância desenhou-se as armaduras a executar nas vigas que farão parte da cobertura e periferia do edifício.

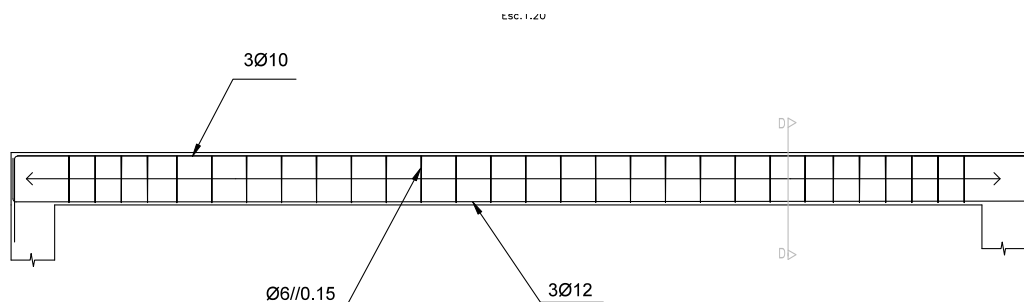


Figura 79 – Representação de armaduras em vigas

Desta imagem, podemos observar o corte D-D representado na figura seguinte.

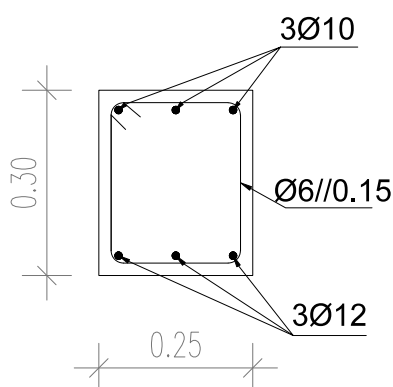


Figura 80 – Corte D-D

Numa segunda instância desenhou-se as vigas de fundação.



Figura 81 – Representação de vigas-lintél

Desta imagem, podemos observar o corte E-E representado na figura seguinte.

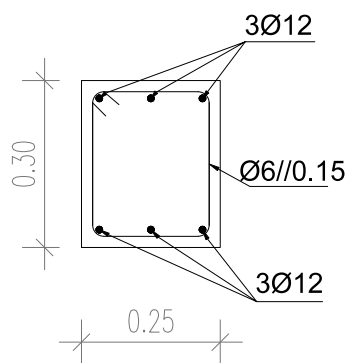


Figura 82 – Corte E-E

A.1.7 – REPRESENTAÇÃO DE ARMADURAS NAS SAPATAS

As sapatas são executadas todas com a mesma dimensão e sendo os pilares todos executados também na mesma dimensão, apenas existe a necessidade de executar uma planta.

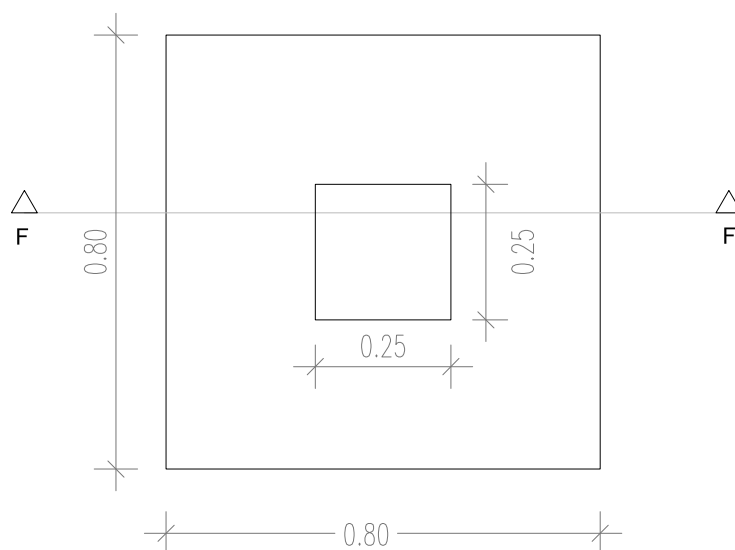


Figura 83 – Representação de armaduras em sapatas

Desta imagem, podemos observar o corte F-F representado na figura seguinte.

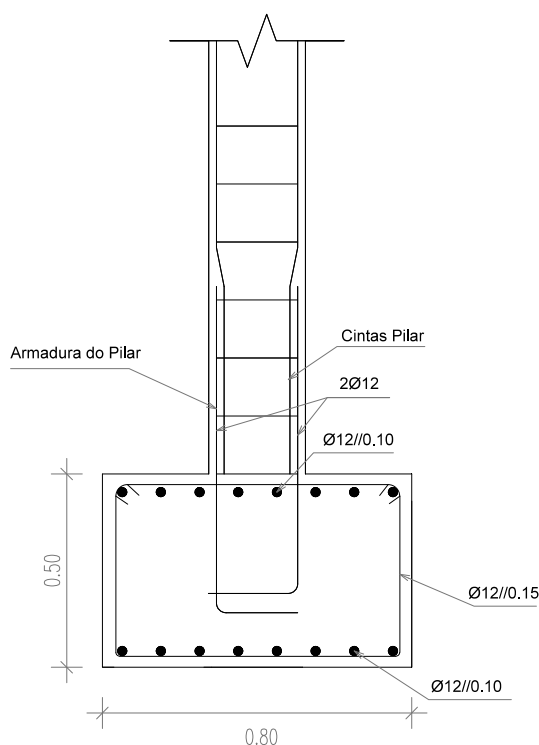


Figura 84 – Corte F-F

A.1.8 – REPRESENTAÇÃO DOS ELEMENTOS E LIGAÇÕES METÁLICAS

Na representação das ligações, convém apresentar várias perspectivas da ligação, com cotas das ligações previamente dimensionadas. Na figura seguinte é representado a ligação da viga metálica no pilar de betão armado, na perspectiva frontal da ligação.

HEB120

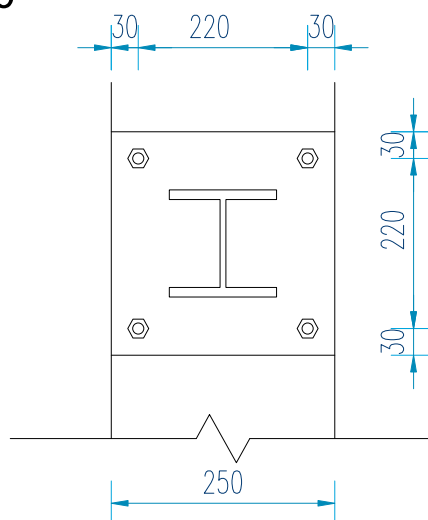


Figura 85 – Vista frontal da ligação metálica do perfil no pilar de betão armado
A mesma ligação é representada na figura 79, na perspectiva lateral.

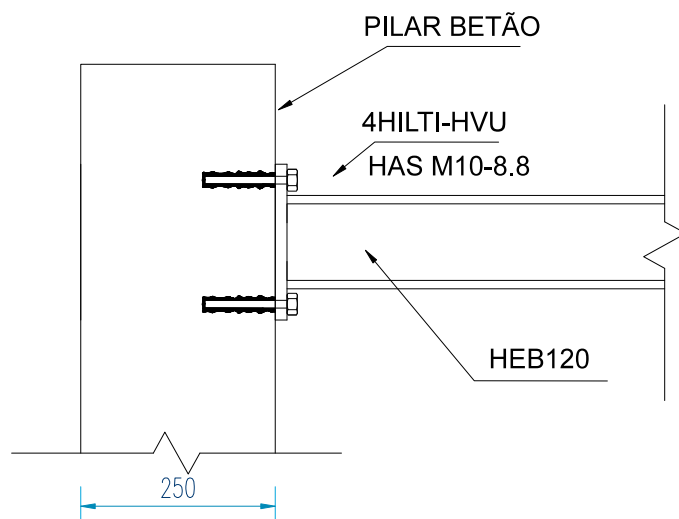


Figura 86 – Vista lateral de ligação metálica do perfil no pilar de betão armado

Por fim, foi representada a ligação da viga metálica com a viga de betão armado. A perspetiva frontal é bastante elucidativa e suficiente para compreender a tarefa a ser executada.

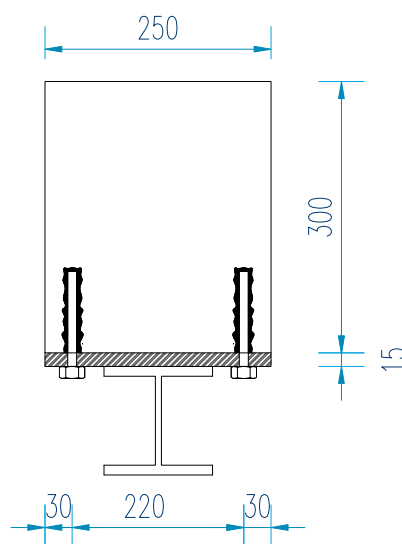


Figura 87 – Ligação metálica do perfil em vigas de betão armado

A.1.9 – OUTRAS CONSIDERAÇÕES DE DESENHO

Para uniformizar o desenho e primar pela qualidade organizativa do mesmo, foram realizadas tabelas adicionais, bem como outras notas importantes para nos guiar inequivocamente quando observamos e compreendemos o desenhado. Exemplo disso são tabelas de pilares, tabelas de vigas, tabelas de nomenclatura, tabelas de secções ,quando surgiram mais do que uma quer nos pilares quer nas vigas e uma legenda bem estruturada onde se inscreve toda a informação necessária na vertente organizativa e na vertente de execução.

A.1.10 – OUTROS DESENHOS EXECUTADOS

Como já referido no âmbito deste documento, foram realizados mais do que um órgão da ETAR e a estrutura de desenhos realizados foi igual para todos os edifícios. Também nos órgãos em contacto com o efluente, nomeadamente os tanques enterrados, também a ordem de desenhos foi igual pelo que apenas se vai apresentar os desenhos executados ao nível de um órgão deste género.

A.1.11 – CONCURSO PÚBLICO DA ETAR DE MONTEMOR-O-NOVO

Diário da República, 2.ª série - N.º 49 - 11 de março de 2015 - Anúncio de procedimento n.º 1456/2015

1 - IDENTIFICAÇÃO E CONTACTOS DA ENTIDADE ADJUDICANTE NIF e designação da entidade adjudicante:

509133843 - AgdA - Águas Públicas do Alentejo, S. A.

Endereço: Rua Dr. Aresta Branco, n.º 51

Código postal: 7800 310

Localidade: Beja

Endereço Eletrónico: geral@agda.pt

2 - OBJETO DO CONTRATO

Designação do contrato: Empreitada de Conceção-Construção da ETAR de Montemor-o-Novo

Descrição sucinta do objeto do contrato: Conceção e construção da Estação de Tratamento de Águas Residuais da cidade de Montemor- o-Nov

Tipo de Contrato: Empreitada de Obras Públicas

Valor do preço base do procedimento 3000000.00 EUR

Classificação CPV (Vocabulário Comum para os Contratos Públicos)

Objeto principal

Vocabulário principal: 45232421

Valor: 3000000.00 EUR

6 - LOCAL DA EXECUÇÃO DO CONTRATO

Montemor-o-Novo, Évora

País: PORTUGAL

Distrito: Évora

Concelho: Montemor-o-Novo

Código NUTS: PT18

7 - PRAZO DE EXECUÇÃO DO CONTRATO

Empreitadas de obras públicas

Prazo contratual de 735 dias contados nos termos do disposto no n.º 1 do artigo 362º do CCP

9 - ACESSO ÀS PEÇAS DO CONCURSO E APRESENTAÇÃO DAS PROPOSTAS

9.1 - Consulta das peças do concurso Designação do serviço da entidade adjudicante onde se encontram disponíveis as peças do concurso para consulta dos interessados:

AgdA - Águas Públicas do Alentejo, S.A

Endereço desse serviço: Rua Dr. Aresta Branco, n.º 5

Código postal: 7800 310

Localidade: Beja

Endereço Eletrónico: geral@agda.pt

9.2 - Meio eletrónico de fornecimento das peças do concurso e de apresentação das propostas

Plataforma eletrónica utilizada pela entidade adjudicante: <http://portugal.vortal.biz/>

Preço a pagar pelo fornecimento das peças do concurso: 750 EUR+IVA. O pagamento das peças do procedimento deverá ser efetuado por transferência bancária para a conta da AgdA - Águas Públicas do Alentejo, S.A. com o NIB: 0035 0147 000607 13830 2